



**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS**  
**FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL,**  
**ARQUITETURA E URBANISMO**

# **Comportamento de estacas “Mega” de concreto, implantadas em solo colapsável**

Emanuelle Fazendeiro Donadon

**Campinas**

**2009**

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS**  
**FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO**

**Emanuelle Fazendeiro Donadon**

**Comportamento de estacas “Mega” de concreto,  
implantadas em solo colapsível**

Dissertação apresentada à Comissão de Pós-graduação da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração de Geotecnia.

**Orientador: Prof. Dr. Cláudio Vidrih Ferreira**

**Campinas**

**2009**

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA  
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA E ARQUITETURA - BAE - UNICAMP

D714c Donadon, Emanuelle Fazendeiro  
Comportamento de estacas “Mega” de concreto,  
implantadas em solo colapsível / Emanuelle Fazendeiro  
Donadon. --Campinas, SP: [s.n.], 2009.

Orientador: Cláudio Vidrih Ferreira.  
Dissertação de Mestrado - Universidade Estadual de  
Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e  
Urbanismo.

1. Estacas de concreto. 2. Solos - Tratamento  
(Engenharia civil). 3. Solos - Compactação. 4.  
Fundações (Engenharia). 5. Prova de carga. I. Ferreira,  
Cláudio Vidrih. II. Universidade Estadual de Campinas.  
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e  
Urbanismo. III. Título.

Título em Inglês: Behavior of concrete “Mega” Piles, installed in collapsible soil

Palavras-chave em Inglês: Concrete piling, Soil treatment (Civil engineering),

Compaction soils, Foundations, Load test

Área de concentração: Geotecnia

Titulação: Mestre em Engenharia Civil

Banca examinadora: Paulo José Rocha de Albuquerque, Ademar Silva Lobo

Data da defesa: 26/08/2009

Programa de Pós Graduação: Engenharia Civil

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS  
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO

Emanuelle Fazendeiro Donadon

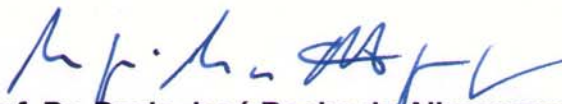
## **Comportamento de estacas Mega de concreto, implantadas em solo colapsível**

Dissertação apresentada à Comissão de Pós-graduação da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração de Geotecnia.

### **COMISSÃO EXAMINADORA**



Prof. Dr. Cláudio Vidrih Ferreira  
FEB/UNESP – BAURU/SP



Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque  
FEC/UNICAMP



Prof. Dr. Ademar da Silva Lobo  
FEB/UNESP – BAURU/SP

Campinas, 26 de agosto de 2009

A Deus, por se fazer sempre  
presente em forma de  
paciência e persistência.

## **AGRADECIMENTOS**

Ao orientador Profº Drº Cláudio Vidrih Ferreira, por toda paciência e apoio.

Ao meu amigo e companheiro Rodolfo Garcia Aloise, pelo incentivo em todas as fases, e pelo auxílio e paciência nas execuções das provas de carga.

As amizades construídas durante o curso, e em especial a Bárbara Nardi Mello e Michelle Aparecida Nicola Alves por toda a ajuda e incentivo.

A Profª Drª Miriam Gonçalves Miguel por todo o apoio, incentivo e conhecimento fornecidos.

Ao Profº Drº Heraldo Luiz Giachetti por toda a ajuda em várias etapas.

Ao Profº Drº Paulo José Rocha de Albuquerque pela atenção e apoio.

Ao Profº Drº David de Carvalho pelas orientações feitas.

E em especial a minha família que, além da confiança fornecida durante essa etapa de vida, me ajudou de todas as formas possíveis e imagináveis, tanto durante o curso, como na elaboração do trabalho.

“Na capacidade de suporte da  
fundação, entra uma variável que  
foge ao controle do homem: o solo.”

Prof. Dr. Nelson Aoki

## RESUMO

DONADON, E. F. **Comportamento de estacas Mega de concreto, implantadas em solo colapsível**. Campinas: Faculdade de Engenharia Civil – UNICAMP, 2009. 147p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, UNICAMP, 2009.

São muito comuns os casos de obras que tem problemas de fundações devido ao colapso do solo e, em sua grande maioria, essas obras têm como correção o reforço de fundações com estacas “Mega” de concreto que, apesar da grande utilização, ainda existem poucos estudos sobre este tipo de estaca. Com o objetivo adicionar parâmetros ao meio técnico sobre este tipo de fundação e sobre a influência do colapso do solo em sua capacidade de carga, foram feitas provas de carga em estacas “Mega” de concreto com comprimentos de 6 e 8 metros, em solo com umidade natural e pré-inundado. Com os resultados obtidos foi possível verificar que a perda na capacidade de carga neste tipo de estaca é significativa e deve ser considerada quando utilizada em solos colapsíveis.

**Palavras Chaves:** estaca mega; solos colapsíveis; prova de carga; carga de ruptura.



## **ABSTRACT**

DONADON, E. F. **Behavior of concrete “Mega” Piles, installed in collapsible soil.** Campinas: Faculdade de Engenharia Civil – UNICAMP, 2009. 147p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, UNICAMP, 2009.

There are very common cases of works that have problems due to the collapse of foundations and soil, and in the most of the works, the solution applied is the underpinning with Mega piles of concrete that, despite the wide use, there are few studies on this type of foundation. With the aim of add parameters to the technical means about this type of foundation and the influence of the collapse of the soil in its load capacity, load tests were performed on concrete Mega piles with lengths of 6 and 8 meters, in soil with natural moisture and pre-flooded. With the results it was possible to verify that the decrease in the load capacity in this type of foundations is significant and should be considered when used in collapsible soils.

**Key-words:** Mega piles; collapsible soils; loads tests; ultimate bearing capacity.

## SUMÁRIO

<b>LISTA DE FIGURAS .....</b>	<b>xix</b>
<b>LISTA DE TABELAS .....</b>	<b>xxiii</b>
<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>3</b>
<b>2.1. Solos Colapsíveis .....</b>	<b>3</b>
2.1.1. História .....	3
2.1.2. Comportamento .....	5
2.1.3. Ocorrência e Problemas Relacionados .....	7
<b>2.2. Patologias das Fundações .....</b>	<b>11</b>
2.2.1. Introdução .....	11
2.2.2. Origens na Concepção das Fundações .....	13
2.2.3. Origens na Execução .....	15
2.2.4. Origens Pós-Conclusão .....	17
2.2.5. Degradação do elemento estrutural das fundações.....	18
2.2.6. Deterioração dos Solos .....	21
2.2.7. Identificação Através das Trincas .....	23
<b>2.3. Reforço de Fundações.....</b>	<b>28</b>
2.3.1. Introdução.....	28
2.3.2. Utilização.....	34
2.3.3. Reforço de Fundação com Estacas Mega de Concreto.....	38
<b>3. PROVAS DE CARGA .....</b>	<b>49</b>

3.1.	<b>Ensaio Rápido .....</b>	<b>51</b>
3.2	<b>Interpretação de Provas de Carga.....</b>	<b>51</b>
3.2.1	Davisson (1972).....	52
3.2.2	Método da NBR 6122/96.....	53
3.2.3	Convencional ou Terzaghi (1943).....	55
3.2.4	Brinch-Hansen (1963).....	56
3.2.5	Código de Boston e Nova Iorque.....	57
3.2.6	Fuller e Hoy (1970).....	58
3.2.7	Butler e Hoy (1977).....	59
3.2.8	De Beer (1967).....	60
3.2.9	Chin (1971).....	61
3.2.10	Critério de Mazurkiewicz (1972).....	62
3.2.11	Critério de Van der Veen (1953).....	63
3.2.12	Critério de Massad (1986).....	65
3.2.13	Conceito de Rigidez – Décourt (1996).....	67
4.	<b>MATERIAIS E MÉTODOS.....</b>	<b>77</b>
4.1.	<b>Campo Experimental: UNESP – Bauru.....</b>	<b>78</b>
4.1.1.	Caracterização Geológica.....	80
4.1.2.	Caracterização Geotécnica.....	81
4.2.	<b>Execução.....</b>	<b>84</b>
4.2.1.	Ampliação do campo experimental.....	84
4.2.2.	Cravação das estacas mega.....	87
4.2.3.	Provas de carga.....	92
5.	<b>APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....</b>	<b>99</b>
5.1.	<b>Análise das curvas “carga x recalque”.....</b>	<b>101</b>
5.2.	<b>Capacidade de Carga.....</b>	<b>112</b>
5.3.	<b>Desenvolvimento da Resistência de Ponta e Atrito Lateral.....</b>	<b>115</b>
5.4.	<b>Análise Global dos Resultados.....</b>	<b>121</b>
6.	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>125</b>

<b>7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>129</b>
<b>APÊNDICE A - Métodos de Interpretação de Provas de Carga .....</b>	<b>139</b>
<b>APÊNDICE B - Escolha dos Pontos de Regressão.....</b>	<b>141</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	Colapso em prova de carga com inundação durante a execução .....	6
Figura 2.2	Colapso em prova de carga com prévia inundação (CINTRA, 1998) .....	7
Figura 2.3	Solos colapsíveis estudados no Brasil (Fonte: FERREIRA, 2008).....	8
Figura 2.4	Distribuição dos solos no interior do Estado de São Paulo (Fonte: FÚLFARO e BJORNBERG apud CINTRA, 1998, p. 13) .....	9
Figura 2.5	Recalque diferenciado, por consolidações distintas do aterro carregado (Fonte: Thomaz, 1989).....	24
Figura 2.6	Fundações assentes sobre seções de corte e aterro ocasionando trincas de cisalhamento nas alvenarias (Fonte: Thomaz, 1989).....	24
Figura 2.7	Recalque diferenciado no edifício menor pela interferência no seu bulbo de tensões, em função da construção do edifício maior (Fonte: Thomaz, 1989) .....	25
Figura 2.8	Recalque diferenciado por falta de homogeneidade do solo (Fonte: Thomaz, 1989) .....	25
Figura 2.9	Recalque diferenciado por rebaixamento do lençol freático devido ao corte do terreno à esquerda (Fonte: Thomaz, 1989) .....	26
Figura 2.10	Diferentes sistemas de fundação na mesma construção: recalques diferenciados entre os sistemas (Fonte: Thomaz, 1989) .....	26
Figura 2.11	Recalques diferenciados entre pilares: surgem trincas inclinadas na direção do pilar que sofreu maior recalque (Fonte: Thomaz, 1989) .....	27
Figura 2.12	Trinca provocada por recalque advindo da contração do solo, devido à retirada de água por vegetação próxima (Fonte: Thomaz, 1989) .....	27

Figura 2.13	Provas de carga realizadas em solo natural e inundado (Fonte: BONI, 2006) .....	33
Figura 2.14	Provas de carga realizadas em solo natural e inundado (Fonte: DONADON, 2006) .....	34
Figura 2.15	Exemplo de trinca por recalque diferencial de fundações .....	37
Figura 2.16	Mudança de utilização de estrutura em indústria (aumento do carregamento) .....	38
Figura 2.17	Tubos de PVC utilizados como forma, lubrificados com desmoldante .....	39
Figura 2.18	Tubos de PVC cortados no sentido longitudinal e utilização de “presilhas” .....	40
Figura 2.19	Vibração do concreto para prevenir vazios nos segmentos .....	40
Figura 2.20	Macaco hidráulico .....	41
Figura 2.21	Cilindro interno ejetado .....	42
Figura 2.22	Abertura da vala para posicionamento do cilindro e dos segmentos .....	43
Figura 2.23	Vigas pré-moldadas que distribuem os esforços para a estrutura .....	44
Figura 2.24	Consolidação com viga pré-moldada de concreto .....	45
Figura 2.25	Consolidação e encunhamento com chapas metálicas .....	46
Figura 2.26	Blocos de madeira utilizados enquanto o espaço não é suficiente para outro segmento .....	47
Figura 2.27	Reposição do solo .....	48
Figura 3.1	Carga de ruptura segundo Davisson (Niyama <i>et al</i> , 1998) .....	53
Figura 3.2	Carga de ruptura segundo o método da NBR 6122 (1996) .....	54
Figura 3.3	Carga de ruptura segundo Terzaghi (1943) .....	55
Figura 3.4	Método de Brinch-Hansen 90% .....	56
Figura 3.5	Carga de Ruptura segundo o critério de 80% Brinch-Hansen .....	57
Figura 3.6	Determinação da carga de ruptura pelo método Fuller e Hoy (1970) .....	58
Figura 3.7	Carga de ruptura segundo Butler e Hoy (1970) .....	59
Figura 3.8	Gráfico Logarítmico do método De Beer (1967) .....	60
Figura 3.9	Determinação da carga de ruptura segundo método de Chin (1971) .....	61

Figura 3.10	Determinação da carga de ruptura pelo método gráfico de Mazurkiewicz (1972).....	63
Figura 3.11	Determinação da carga de ruptura pelo método gráfico de Van der Veen (1953) .....	64
Figura 3.12	Determinação da carga de ruptura pelo método Massad (1986) .....	66
Figura 3.13	Critério de Rigidez de Décourt (FELLENIOUS, 2009) .....	68
Figura 3.14	Exemplo de análise pelo método de Rigidez de Décourt, 1996 (Fonte: MELO, 2009) .....	70
Figura 3.15	Exemplo de escolha do ponto de regressão e determinação da carga de ruptura (Fonte: MELO, 2009) .....	71
Figura 3.16	Domínio de ponta e atrito lateral: Gráfico de Rigidez (Fonte: MELO, 2009) .....	72
Figura 3.17	Análise de correlações para definir os pontos de domínios (Fonte: MELO, 2009) .....	73
Figura 3.18	Exemplo de gráfico de atrito lateral (Fonte: MELO, 2009) .....	74
Figura 3.19	Carga x Recalque: domínio de ponta e atrito lateral (Fonte: MELO, 2009) .....	75
Figura 4.1	Localização da cidade de Bauru no estado de São Paulo .....	78
Figura 4.2	Localização do campo experimental da UNESP – Bauru, em relação à cidade (Fonte: GOOGLE, 2008) .....	79
Figura 4.3	Perfil geotécnico típico do campo experimental (Fonte: FERREIRA, 1998) .....	83
Figura 4.4	Implantação do campo experimental (sem escala) .....	84
Figura 4.5	Equipamento para execução de estaca apilada .....	85
Figura 4.6	Armadura de tração deixada em espera.....	86
Figura 4.7	Ilustração do sistema de reação .....	87
Figura 4.8	Foto do sistema de reação.....	88
Figura 4.9	Cravação de estacas “Mega”, o equipamento reage sobre a viga .....	89
Figura 4.10	Locação das estacas, que seria seguida inicialmente.....	90
Figura 4.11	Locação final das estacas executadas .....	91
Figura 4.12	Vista geral do sistema de montado na prova .....	93
Figura 4.13	Indicador de deformações conectado à célula de carga .....	94

Figura 4.14	Curva de calibração da célula de carga.....	95
Figura 4.15	Locação dos drenos e das valas para a inundação do solo .....	96
Figura 4.16	Detalhe das Valas e dos Drenos ao redor das estacas .....	96
Figura 4.17	Controle do volume de água absorvido pelo solo .....	97
Figura 5.1	Curvas “carga x recalque” das estacas de 6m: umidade natural .....	101
Figura 5.2	Carga medida na cravação das estacas de 6 m: umidade natural .....	103
Figura 5.3	Curvas “carga x recalque” das estacas de 6m: solo pré-inundado .....	104
Figura 5.4	Carga medida na cravação das estacas de 6 m: solo pré-inundado .....	105
Figura 5.5	Curvas “carga x recalque” das estacas de 8m: umidade natural.....	106
Figura 5.6	Carga medida na cravação das estacas de 8 m: umidade natural.....	106
Figura 5.7	Curvas “carga x recalque” das estacas de 8m: solo pré-inundado .....	108
Figura 5.8	Carga medida na cravação das estacas de 8 m: solo pré-inundado .....	109
Figura 5.9	Carga medida na cravação das estacas que romperam .....	110
Figura 5.10	Carga medida na cravação de todas as estacas .....	110
Figura 5.11	Curvas “carga x recalque” de todas as provas de carga realizadas .....	111
Figura 5.12	Curva “carga x recalque” da estaca: E18 .....	115
Figura 5.13	Curva “carga x recalque” da estaca: E21 .....	116
Figura 5.14	Curva “carga x recalque” da estaca: E28 .....	116
Figura 5.15	Curva “carga x recalque” da estaca: E17 .....	117
Figura 5.16	Curva “carga x recalque” da estaca: E24 .....	117
Figura 5.17	Curva “carga x recalque” da estaca: E25 .....	118
Figura 5.18	Curva “carga x recalque” da estaca: E20 .....	118
Figura 5.19	Curva “carga x recalque” da estaca: E22 .....	119
Figura 5.20	Curva “carga x recalque” da estaca: E26 .....	119
Figura 5.21	Curva “carga x recalque” da estaca: E23 .....	120
Figura 5.22	Curva “carga x recalque” da estaca: E27A.....	120
Figura 5.23	Curva “carga x recalque” da estaca: E27B .....	121



## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	Índice de resistência a penetração com e sem inundação (Fonte: FERREIRA, 1994) .....	11
Tabela 2.2	Problemas decorrentes da ausência de investigação (Fonte: MILITITSKY et al, 2006) .....	14
Tabela 2.3	Agressividade Natural (Fonte: Norma alemã DIN 4030 apud Milititsky et al., 2006, p. 168) .....	20
Tabela 5.1	Dados da cravação: estacas “Mega” .....	99
Tabela 5.2	Dados de execuções das provas de carga .....	100
Tabela 5.3	Tempo de inundação e volume de água absorvido por estaca .....	100
Tabela 5.4	Capacidade de carga pelos métodos NBR 6122 e Rigidez de Décourt..	113
Tabela 5.5	Valores de perda de carga da estaca E23 .....	113
Tabela 5.6	Comparação entre Prova de Carga e Cravação .....	114
Tabela 5.7	Estimativa da redução da capacidade de carga (LOBO et al, 1996) .....	122
Tabela 5.8	Comparação entre dados experimentais e teóricos .....	122

## **1. INTRODUÇÃO**

Como o solo superficial de grande área do interior do Estado de São Paulo é constituído de uma areia fina argilosa, com características colapsíveis, são muito freqüentes os casos de fundações que se comportam de maneira adequada por certo tempo e, repentinamente, começam a apresentar recalques significativos, comprometendo total ou parcialmente as construções.

Uma das formas largamente empregada de solucionar tais problemas consiste na utilização de estaca “Mega”, como reforço de fundações (FERREIRA, 1998). Esse tipo de estaca vem ganhando espaço cada vez maior no mercado, tendo a favor de sua utilização o fato de que sua instalação não causar choques, vibrações, ruído, poluição do ar, além não de não requerer o uso de grandes espaços.

Apesar de ser amplamente utilizada na construção civil, a estaca MEGA é uma assunto da geotecnia relativamente pouco divulgado em congressos e seminários. Como a sua utilização geralmente envolve problemas em construções, na maior parte das vezes causados por erros de projeto ou de execução, os responsáveis pelas obras não se sentem a vontade em tornar público a sua utilização.

Dessa forma, a falta de informações sobre o assunto provoca um crescente distanciamento e divergências de conceitos e opiniões entre projetistas e executores de estacas “Mega”, dificultando assim a adequada atuação científica, profissional e ética na execução deste tipo de estaca.

Com o objetivo de preencher parcialmente a lacuna no meio técnico sobre o comportamento deste tipo de fundação, foi desenvolvido esse projeto de pesquisa que consiste na cravação de doze estacas do tipo “Mega” de concreto, e a realização de provas de carga.

Para a cravação das estacas “Mega”, fez-se necessária a ampliação do campo experimental com a execução de cinco estacas apiloadas, que serviram de reação aos esforços gerados pela cravação e durante as provas de carga.

Com o objetivo de se obter dados sobre a influência do colapso na estaca “Mega”, os ensaios foram realizados com a metade das estacas na condição de solo com o teor de umidade natural, e na outra metade após a inundação prévia do terreno.

Ainda, metade das estacas ensaiadas teve seu comprimento de 6 m e a outra metade de 8 m, de maneira a verificar a influência do comprimento no comportamento das estacas tanto na situação de solo em estado natural como após pré-inundação.

Os resultados dessa pesquisa poderão servir de base para estimativas de capacidade de carga e de profundidade na execução das estacas “Mega”, implantadas em solos colapsíveis.

## **2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1. Solos Colapsíveis**

#### **2.1.1. História**

De maneira inevitável, os recalques acontecem em todos os solos sob carga e, suas magnitudes variam de solo para solo e dependem do nível de tensões aplicado. Porém, em certos tipos de solos não-saturados, sua inundação pode causar o colapso da sua estrutura, caracterizado por uma brusca redução de volume ou uma brusca perda de resistência, que pode ocasionar nas fundações um repentino acréscimo de recalque.

Segundo Cintra (1998), provavelmente o primeiro registro histórico da ocorrência deste fenômeno (recalque do solo por colapso) tenha sido feito por Abeleff (1938), que trata do caso de uma escola ucraniana com fundações em solo do tipo *loess* que, quando inundados, entram em colapso apenas com o peso próprio da camada.

Após ter sofrido um incêndio, a escola apresentou uma inclinação acentuada, necessitando de escoramento. Curiosamente, a água lançada pelos bombeiros para

apagar o fogo, ao infiltrar, provocou o colapso do solo de apoio da construção e, conseqüentemente, o seu desaparecimento.

No Brasil, um relato de Vargas (1993), conta que sua experiência com solos colapsíveis começou em 1944 (quando começou a trabalhar no IPT), onde o solo era tratado por “solo poroso” (mais por sondadores do que por engenheiros), e ainda não se tinha conhecimento sobre os perigos da colapsibilidade.

De acordo com Vargas (1993), a primeira divulgação da existência desses solos porosos no Brasil, foi feita por Pichler (1948), quando escreveu um estudo regional do solo de São Paulo dividindo o mesmo em classes sendo que, em uma delas, o solo consistia em uma argila vermelha porosa de profundidade aproximada de 10m e que, dessa profundidade para baixo, a argila se torna rija ou endurece.

Na época, uma hipótese para essa formação endurecida abaixo do solo poroso seria porque esse solo foi formado pela lixiviação das suas partículas coloidais, que foram carregadas com água de chuva, das camadas superiores para camadas inferiores resultando em alta porosidade na camada superior e endurecimento da camada inferior (VARGAS, 1993).

Além disso, existe também a solução de óxidos de ferro, que são dissolvidos na camada de cima e precipitados na camada de baixo. Essa dupla, solução do óxido de ferro e carregamento das partículas coloidais, é que seria responsável pela formação desse solo muito poroso na superfície e endurecido na camada inferior.

Atualmente, sabe-se que essa explicação geológica não é por si só suficiente para explicar a formação do solo poroso. Ele tanto pode ser um solo residual, como pode ser um solo transportado sendo, em vários casos, notada a presença de uma

linha de seixos abaixo da camada de solo colapsível, mostrando então que a camada desse solo foi transportada (VARGAS, 1993).

### **2.1.2. Comportamento**

O mecanismo do colapso difere completamente do processo clássico de adensamento. O colapso “ocorre como resultado de um acréscimo no teor de umidade e, por isso, há expulsão de ar da estrutura do solo colapsível em vez de expulsão de água” (MACKENCHIE, 1989). Essas condições inversas ou contrárias de entrada e saída de água podem caracterizar o fenômeno do colapso como o oposto ao do adensamento (CINTRA, 1998).

O tempo de ocorrência do fenômeno, também estabelece uma distinção nítida entre colapso e adensamento, já que o colapso ocorre quase que instantaneamente. Segundo Tadepalli e Fredlund (1991), a variação de volume dos solos saturados ocorre em um processo transiente, enquanto que no colapso manifesta-se em um período de tempo relativamente curto.

Segundo Cintra (1998), outras características que distinguem os fenômenos são que o colapso pode se repetir, se o grau de saturação crítico for novamente atingido e que o colapso produz, em um espaço curto de tempo, recalques diferenciais bruscos, enquanto que os recalques do adensamento são desenvolvidos em um espaço de tempo maior.

Ainda segundo Cintra (1998), nos solos porosos e não-saturados, o comportamento “tensão x deformação” só é representado por uma função contínua se forem mantidas as condições de baixa umidade natural. Se o seu teor de umidade for

aumentando até certo valor crítico, mesmo sem atingir sua completa saturação, esses solos, submetidos a um determinado estado de tensões, sofrem uma brusca e acentuada redução de volume.

O colapso provoca uma descontinuidade na curva “carga x recalque”, ilustrado na Figura 2.1, a qual representa uma prova de carga com inundação do solo durante o ensaio (CINTRA, 1998).

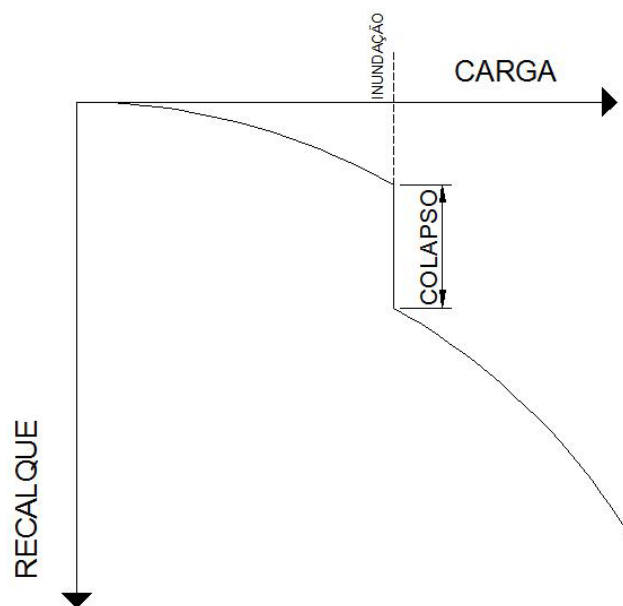


Figura 2.1 - Colapso em prova de carga com inundação durante a execução.

Para as fundações diretas, de acordo com Cintra (1998), quando ocorre a inundação prévia ao carregamento, a colapsibilidade se manifesta não por um recalque abrupto, porque não há descontinuidade na curva “carga x recalque”, mas pelo aumento da deformabilidade e conseqüentemente redução da capacidade de carga, conforme ilustrado na Figura 2.2.

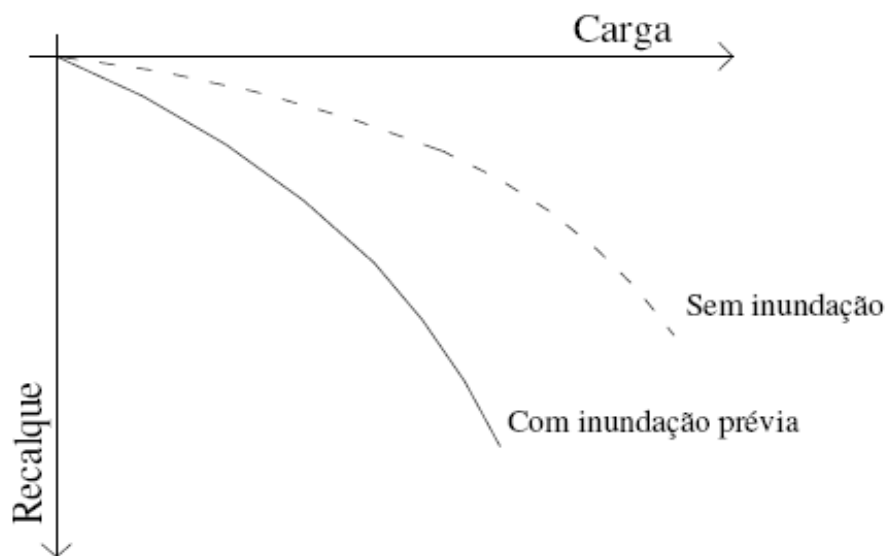


Figura 2.2 - Colapso em prova de carga direta com prévia inundação (CINTRA, 1998)

O solo colapsível apresenta uma estrutura instável, porém com uma rigidez temporária mantida pela pressão de sucção e/ou cimentação. Este estado só é modificado diante do aumento do teor de umidade, quando este ultrapassa um limite crítico, e de uma carga atuante (CINTRA, 1998). Então, pode-se dizer que os solos colapsíveis apresentam uma sensibilidade à ação da água, sendo o aumento do teor de umidade o mecanismo acionador do colapso.

### 2.1.3. Ocorrência e Problemas Relacionados

Há certos tipos de solos colapsíveis que, ao serem inundados, entram em colapso apenas pelo peso próprio da camada, isto é, sem carregamento externo, como o *loess*, anteriormente citado. Entretanto, este não é o caso dos solos colapsíveis brasileiros. No Brasil, em particular os solos do sedimento cenozóico, o colapso só ocorre quando é aplicado um carregamento, simultaneamente a um teor de umidade limite ou crítico (CINTRA, 1998).



As regiões tropicais apresentam condições flagrantes para o desenvolvimento de solos colapsíveis, seja pela lixiviação de finos dos horizontes superficiais, ou pelos solos com deficiência de umidade que se desenvolvem em regiões áridas e semi-áridas (VILAR *et al.*, 1981).

No Brasil, os solos colapsíveis são representados por alúvios, colúvios e solos residuais que passaram por uma intensa lixiviação. A Figura 2.3 representa um mapa de ocorrência de solos colapsíveis retratado por Ferreira (2008).

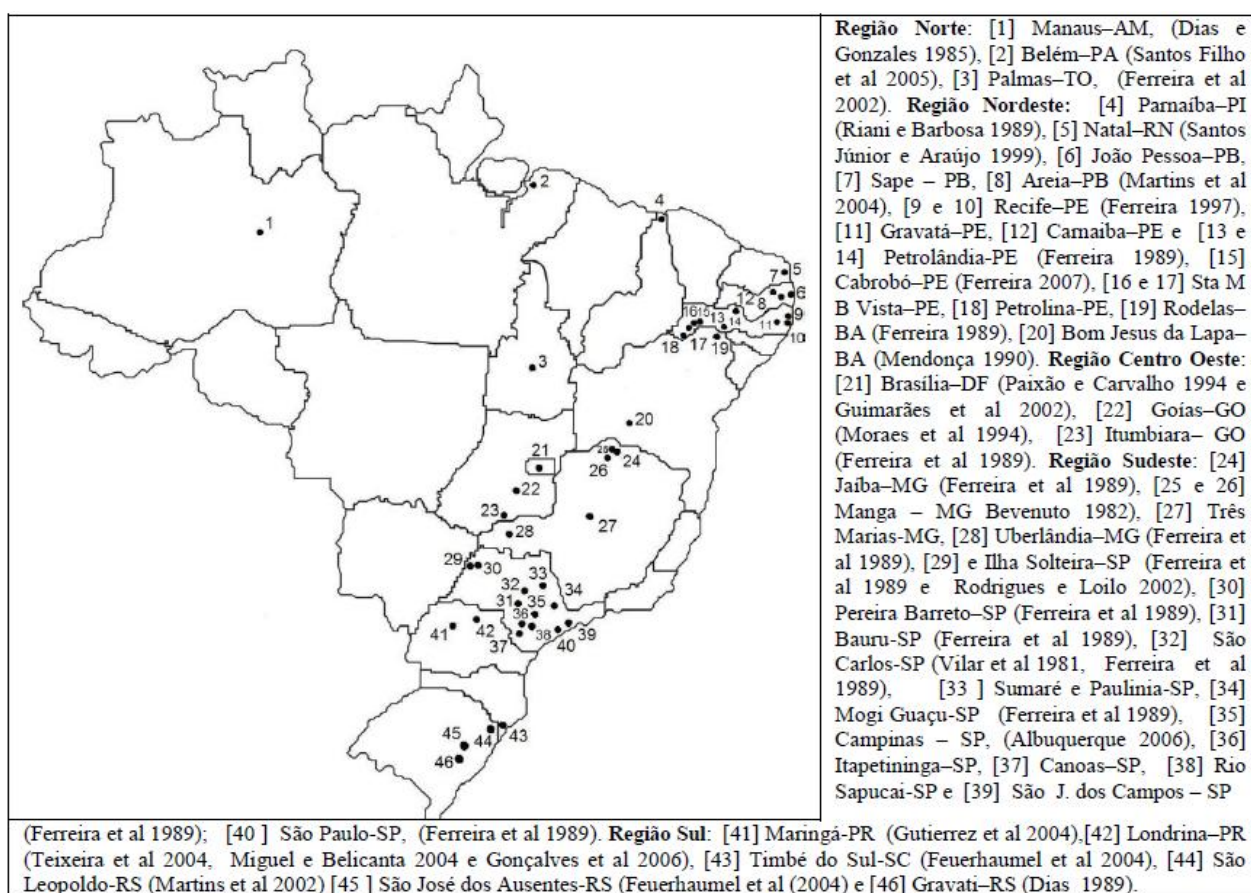


Figura 2.3 - Solos colapsíveis estudados no Brasil (Fonte: FERREIRA, 2008)

Entre os solos comprovadamente colapsáveis no Estado de São Paulo, desatacam-se a argila porosa vermelha da cidade de São Paulo e o sedimento aluvionar em vasta área do interior do estado. Devido à sua gênese, esse sedimento apresenta-se pouco compacto, com partículas razoavelmente selecionadas, o que lhe confere uma estrutura bastante porosa (CINTRA, 1998). A Figura 2.4, extraída de Fúlfaro e Bjornberg (*apud* CINTRA, 1998, p.13), ilustra a ocorrência deste sedimento no interior do estado de São Paulo.

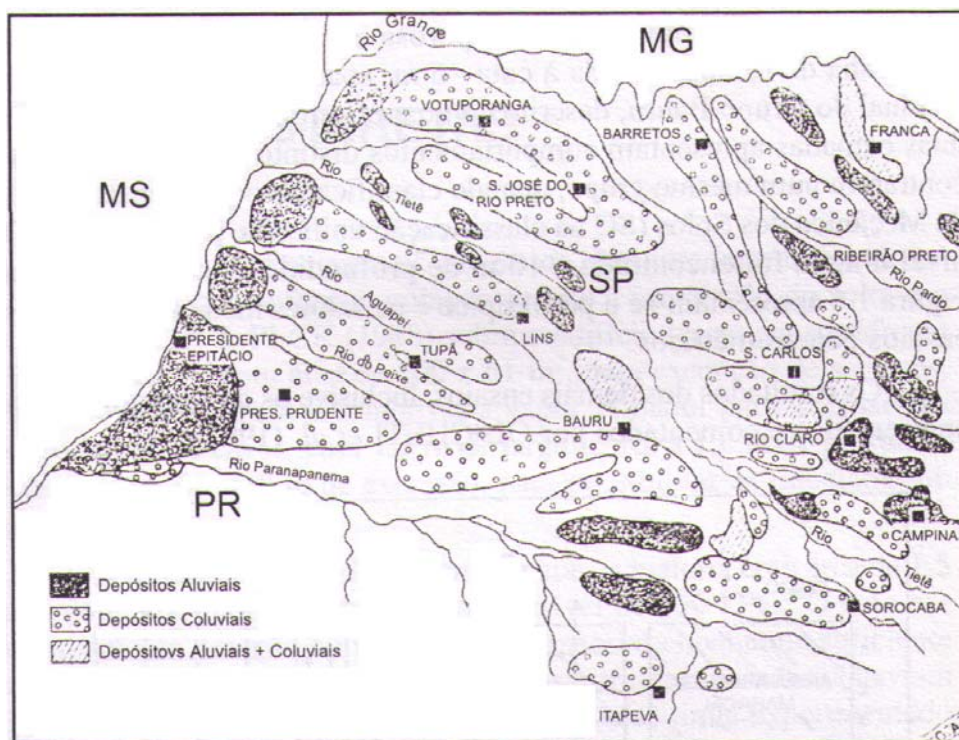


Figura 2.4 - Distribuição dos solos no interior do Estado de São Paulo (Fonte: FÚLFARO e BJORNBERG *apud* CINTRA, 1998, p. 13)

De acordo com Cintra (1998), duas texturas são típicas dos solos oriundos do sedimento cenozóico: uma arenosa (predominante), e outra argilosa, dependendo dos materiais que lhes deram origem (arenito e basalto, respectivamente). O sedimento cenozóico apresenta geralmente espessura inferior a 10 m, freqüentemente é separado

da camada subjacente por uma linha de seixos e é normalmente situado acima do nível d'água.

Sendo grande parte do solo do Estado de São Paulo colapsível, são muitos os casos de fundações que se comportaram satisfatoriamente durante certo tempo, mas, bruscamente, sofrem um recalque adicional (geralmente de considerável magnitude), sem qualquer mudança no nível de carregamento.

Mudanças bruscas no comportamento das fundações, principalmente em solos com características colapsíveis, geralmente estão associadas às infiltrações de água no terreno. Além da clássica ruptura de condutos de água ou esgoto, outras causas de inundação do solo podem ser: infiltração de água de chuva, fissuras e trincas em reservatórios enterrados, ascensão do lençol freático, etc.

Em geral, as fundações são projetadas de acordo com os valores de SPT sem se dar muita importância de que, em solos colapsíveis, com o aumento do teor de umidade do solo, haverá naturalmente uma redução no valor do SPT. Para um projetista de fundações, a colapsibilidade do solo pode ser considerada levando-se em conta que a inundação provoca uma redução no índice de resistência a penetração do amostrador padrão ( $N_{spt}$ ), que cresce com a profundidade.

No solo ensaiado por Ferreira (1994) em Petrolândia - PE, que possui uma espessura de camada de areia de 5,5m, cuja porcentagem de areia é 89% das quais mais de 68% é formada por areia fina, a redução no índice de resistência a penetração do amostrador padrão variou de 30% no início da camada a 70% no final, de acordo com a Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Índice de resistência a penetração com e sem inundação (Fonte: FERREIRA, 1994)

Prof. (m)	IND. RES. PEN. (SPT)		$N_{SPT} inundado$
	Solo Natural	Solo Inundado	$N_{SPT} natural$
0,35	10	7	0,70
0,80	15	9	0,60
1,30	20	14	0,70
2,30	23	14	0,60
3,30	29	15	0,52
4,30	33	10	0,30
5,30	56	19	0,32

De acordo com Cintra (1995), a realização de provas de carga em estacas, com solo em estado natural, com inundação artificial, constitui-se na forma mais eficiente e confiável para a determinação da capacidade de carga e verificar a influência do colapso de uma fundação, neste tipo de solo.

## 2.2. Patologias das Fundações

### 2.2.1. Introdução

Segundo Albiero (1996), patologia das fundações é a atividade da engenharia de fundação que se ocupa do estudo da natureza e das modificações estruturais e/ou funcionais produzidas pelo defeito na fundação.

Como a rigidez das estruturas tem aumentado nos últimos anos (devido ao emprego de concreto e alvenarias mais resistentes), o número de trincas que tem aparecido nas construções tem diminuído, porém elas estão se tornando maiores e mais largas. Ainda, conforme Albiero (1996), como as fundações são elementos que

ficam enterrados, de forma a serem “invisíveis”, e inacessíveis a revisões periódicas, os defeitos que podem apresentar não são detectados (na sua maioria) de forma direta. Seus defeitos são repercutidos na estrutura, e através das repercussões é que são identificados. Dessa maneira, as patologias das fundações se misturam com as patologias das estruturas, podendo tornar difícil de serem apontadas as reais causas: estruturais ou de fundações.

Os recalques causados por patologias nas fundações podem ou não comprometer a estrutura da edificação. Se a estrutura apresenta elevada rigidez, provavelmente os recalques só causarão desaprumos na edificação e não danos estruturais. Por outro lado, em estruturas flexíveis, os recalques causados por patologias nas fundações causam recalques diferenciais e danos que podem comprometer a estrutura (Albiero,1996).

Muitas vezes as trincas que se iniciam devido a uma causa que é inicialmente negligenciável, pode se tornar excessiva e inaceitável quando outros movimentos se sobrepõem.

A adoção de procedimentos adequados nas várias etapas da vida de uma fundação pode minimizar ou mesmo impedir a ocorrência de patologias. De acordo com Milititsky *et al* (2006), a falta da participação de profissionais da área da geotecnia em todas as etapas da origem das fundações, deixa passar inúmeros fatores que podem causar futuras patologias:

- ✓ Algumas condições, como a ocorrência de materiais não usuais, na etapa de “caracterização de comportamento do solo”, podem não ser identificadas;
- ✓ As condições locais e construtivas podem ser diferentes das representadas nos projetos;

- ✓ Alterações realizadas durante as execuções não são necessariamente relatadas;
- ✓ Os executantes podem não ter acesso ao detalhamento das investigações preliminares ou especificações executivas adequadas à execução da obra;
- ✓ Dificuldades construtivas podem comprometer as condições de projeto estabelecidas;
- ✓ Eventos ocorridos na construção ou pós-construção podem afetar o desempenho das fundações sem que tenham sido previstas em projeto;
- ✓ Degradação dos elementos das fundações.

Na ocorrência de patologias devem ser identificadas as suas origens e possíveis mecanismos deflagradores, além do acompanhamento de sua evolução através de monitoramento do aparecimento de fissuras, trincas, desaprumo e/ou desalinhamentos.

Segundo Milititsky *et al* (2006), as causas que eventualmente acarretam as patologias de fundações e que são transmitidas às estruturas podem ser divididas em fases de concepção, execução, e pós-conclusão.

### **2.2.2. Origens na Concepção das Fundações**

Aspectos relacionados com a investigação do subsolo são as causas mais freqüentes de problemas de fundações. Patologias decorrentes de incertezas quanto às condições do subsolo podem ser resultados da simples ausência de investigação (80% dos casos de mau desempenho de fundações de obras pequenas e médias), de uma investigação ineficiente, de uma investigação com falhas ou ainda da má interpretação dos resultados das investigações.

De acordo com Milititsky *et al* (2006), a Tabela 2.2 demonstra os problemas típicos, decorrentes da ausência de investigação, para fundações diretas e profundas.

Tabela 2.2 – Problemas decorrentes da ausência de investigação (Fonte: MILITITSKY *et al*, 2006)

TIPO DE FUNDAÇÃO	PROBLEMAS TÍPICOS RECORRENTES
Fundações Diretas	Tensões de Contato Excessivas, incompatíveis com as reais características do solo, resultando em recalques inadmissíveis ou ruptura.
	Fundações em solos/aterros heterogêneos, provocando recalques diferenciais.
	Fundações sobre solos compressíveis sem estudos de recalques, resultando grandes deformações.
	Fundações apoiadas em materiais de comportamento muito diferente, sem junta, ocasionando o aparecimento de recalques diferenciais.
	Fundações apoiadas em crosta dura sobre solos moles, sem análise de recalques, ocasionando a ruptura ou grandes deslocamentos da fundação.
Fundações Profundas	Estacas de tipo inadequado ao subsolo, resultando mau comportamento.
	Geometria inadequada, comprimento ou diâmetro inferiores aos necessários.
	Estacas apoiadas em camadas resistentes sobre solos moles, com recalques incompatíveis com a obra.
	Ocorrência de atrito negativo não previsto, reduzindo a carga admissível nominal adotada para a estaca.

Ainda, segundo Milititsky *et al* (2006), na fase de projeto das fundações, podem ocorrer erros relativos ao comportamento do solo, aos mecanismos de interação solo-estrutura, ao desconhecimento do comportamento real das fundações, à estrutura de fundações e as especificações construtivas. Tais erros podem acarretar patologias e, dependendo da gravidade, à ruptura das fundações.

### **2.2.3. Origens na Execução**

Segundo Milititsky *et al* (2006), as falhas de execução constituem o segundo maior responsável pelos problemas de comportamento das fundações. Mesmo no caso de contratação de empresas especializadas para a execução de fundações, é sempre necessário fiscalizar a execução, com registro de todos os dados relevantes, para informar ao projetista as reais condições executivas.

Em alguns casos existe a necessidade de se comprovar a segurança e a integridade das fundações com ensaios complementares, os quais deveriam ser prática corrente e regular para a certificação dos serviços de fundações.

A execução de fundações superficiais, devido a sua facilidade executiva e sua larga utilização em construções de pequeno porte, são, muitas vezes, executadas sem projeto, supervisão e acompanhamento por profissional experiente. Esses fatos resultam em problemas variados e freqüentes, principalmente em construções de pequeno porte, sendo os mais comuns (segundo MILITITSKY *et al.*, 2006):

- ✓ Construção de elementos de fundação assentes em solos de diferentes comportamentos;
- ✓ Apoio de sapatas em solos com compactação mal feita;
- ✓ Qualidade inadequada do concreto;
- ✓ Ausência de regularização do fundo da cava com concreto magro, podendo ocasionar contaminação do concreto ou falta de cobrimento da armadura;
- ✓ Presença de água na cava durante a concretagem, prejudicando a qualidade e integridade da peça em execução;



- ✓ Adensamento insuficiente e vibração inadequada do concreto;
- ✓ Juntas de dilatação mal executadas.

As fundações profundas apresentam peculiaridades que as tornam diferentes dos demais elementos das edificações, pois nem sempre são executadas conforme projeto porque dependem da variabilidade das condições de campo. Fundações por estacas exigem uma comunicação eficiente entre o projetista e o executante, garantindo que as condições construtivas sejam observadas e o projeto seja adequado à realidade.

Nas fundações profundas os erros mais comuns para os diferentes processos executivos são:

- ✓ Erros de locação;
- ✓ Erros ou desvios na execução;
- ✓ Erro no lado ou diâmetro do elemento, ou estacas com seção inferior a determinada em projeto;
- ✓ Substituição no canteiro por elementos “equivalentes” (como mudança no diâmetro para compensar o comprimento), sem cálculo da nova situação;
- ✓ Inclinação final em desacordo com o projeto, por dificuldade construtiva ou erro;
- ✓ Falta de limpeza adequada da cabeça da estaca (dificultando sua vinculação ao bloco),
- ✓ Posicionamento indevido da armadura (não transmitindo os esforços à estaca) e características do concreto inadequadas;
- ✓ Cota de arrasamento diferente do especificado em projeto, muitas vezes resultando na necessidade de emenda.

#### 2.2.4. Origens Pós-Conclusão

Na etapa pós-conclusão, as alterações de uso da edificação ou ampliações, não previstas em projeto, podem ocasionar modificações no carregamento das fundações, acarretando problemas de comportamento. Essa é uma situação típica de transformação de uso ou alteração de uso de prédios comerciais ou industriais, quando as sobrecargas atuantes sofrem acréscimos significativos. Alguns exemplos de mudança de utilização, segundo Milititsky *et al.* (2006) são:

- ✓ Estocagem de materiais em pisos externos ou internos das construções (que não foram previstos em projeto), ocasionando sobrecarga as fundações;
- ✓ Shoppings centers e supermercados que, em funcionamento, mudam seu layout, muitas vezes acrescentando mezaninos, o que resulta em acréscimo de carga nas fundações que não foram previstas em projetos.

Algumas patologias podem aparecer decorrentes de movimentação ou instabilidade de massa de solo, provocadas por fatores que podem não estar relacionados com o carregamento transmitido, como:

- ✓ Alteração de uso de terrenos vizinhos, por falta de junta entre uma edificação nova com a antiga, ou pela realização de construções de grande porte junto a prédios existentes em fundações diretas ou leves, ocasionando superposição de pressões e recalques adicionais na edificação existente;
- ✓ Execução de grandes escavações próximas a construções existentes, sem proteção de divisas, causando instabilidade;
- ✓ Rompimento de canalizações enterradas, o que provoca o carreamento do solo, originando vazios e o solapamento das fundações;

As vibrações e choques causados por equipamentos industriais, equipamentos de compactação de solo, explosões para desmonte de rocha e equipamentos para cravação de estacas, também podem ter efeitos danosos as edificações vizinhas, de maneira que:

- ✓ Equipamentos industriais cuja ação provoca vibração, geralmente têm suas fundações separadas por juntas, amortecedores e molas de outras partes da edificação para evitar a transmissão de vibrações;
- ✓ A cravação de estacas através de esforços dinâmicos (especialmente as que provocam deslocamento de massa de solo) provoca alterações de solicitações de massa de solo, podendo afetar elementos já implantados ou de edificações adjacentes. Em geral, as vibrações são rapidamente atenuadas em solos não-coesivos, mas se propagam a grandes distâncias em solos coesivos (MILITITSKY *et al.*, 2006);
- ✓ Da mesma forma, a compactação de solos com equipamentos vibratórios ou de impacto de grande porte também podem provocar efeitos significativos em edificações próximas, pela propagação das vibrações na massa de solo.

#### **2.2.5. Degradação do elemento estrutural das fundações**

Na etapa de investigação do subsolo a presença de materiais agressivos ou contaminantes deve ser identificada para ser considerada adequadamente na solução do problema. As fundações de unidades industriais são casos típicos de ocorrência de problemas de degradação.

Substâncias agressivas que se encontrem presentes no solo ou na água do subsolo (esgoto, água residuais agressivas, etc.), podem atacar os elementos

estruturais de fundação como concreto, alvenaria, argamassas e mesmo a armadura de peças em concreto armado.

Estacas metálicas executadas em solos naturais, em contato com água e ar podem estar sujeitas a corrosão e devem ser adequadamente projetadas. A corrosão do aço de estacas pode ocorrer se os elementos de fundação estiverem em contato com solos contendo materiais agressivos, se estiverem localizados em ambiente marinho ou se estiverem submetidos aos efeitos de variação de nível de água.

O ataque ao concreto das fundações é comum em terrenos em que se tem a ação de agentes agressivos do tipo químico. A agressividade dos sais e dos ácidos corrosivos depende de sua concentração e do contato que mantenham com o concreto das fundações, sendo que o efeito é maior em água com movimento do que em águas que estejam em repouso (ALBIERO, 1996). Por este motivo as estrutura que estejam próximas ao nível freático estão mais ameaçadas.

Como o concreto é um material básico, composto por alcalinos de cálcio como constituintes dos produtos de hidratação da pasta de cimento Portland, as água ácidas tendem a ser mais prejudiciais. As águas residuais que contém amoníaco ou sais amoníacos são mais agressivas do que no caso de água com sais magnésicos, de acordo com a Tabela 2.3, que apresenta a classificação de agressividade natural do solo, proposto pela norma alemã DIN 4030 (1998).

Tabela 2.3 – Agressividade Natural (Fonte: Norma alemã DIN 4030 *apud* Milititsky *et al.*, 2006, p. 168)

Aspecto Avaliado	Grau de Agressividade		
	Leve	Severo	Muito Severo
pH	6,5 - 5,5	5,5 - 4,5	< 4,5
Dissolução do óxido de cálcio (CaO) em anidrido carbônico (CO <sub>2</sub> ), em mg/l	15 - 30	30 - 60	> 60
Amônia (NH <sub>4</sub> ), em mg/l	15 - 30	30 - 60	> 60
Magnésio (Mg), em mg/l	100 - 300	300 - 1500	> 1.500
Sulfato (SO <sub>4</sub> ), em mg/l	200 - 600	600 - 3.000	> 3.000

Os sais amoníacos são muito freqüentes em terrenos agrícolas tratados com adubos químicos e os sais magnésicos e cálcicos podem estar presentes nos solos em forma de sulfetos e cloretos (ALBIERO, 1996).

De acordo com Milititsky *et al.* (2006), a deterioração do concreto pela atuação dos agentes agressivos será tão menor quanto menores forem os seus índices de permeabilidade e porosidade. Para tanto, duas condições principais devem ser satisfeitas: reduzida relação água/cimento e maior tempo possível de impedimento de evaporação da água durante o processo de curado concreto.

No caso de fundações antigas em alvenaria, como elementos de transferência de carga para as fundações, ou como elementos de fundações, as argamassas podem ser de cimento e/ou cal. Em locais muito úmidos as argamassas de cal podem se deteriorar acentuadamente com a idade. Nesses locais, também podem ocorrer ataques por sulfatos que são, muitas vezes, gerados pelos próprios tijolos (ALBIERO, 1996).

### **2.2.6. Deterioração dos Solos**

A queda de resistência dos solos e seu conseqüente comprometimento das fundações, que gera a necessidade do emprego do reforço, podem estar associadas ao colapso do solo. Esse tipo de deterioração pode comprometer tanto as fundações diretas como as fundações profundas.

Existem inúmeras provas de cargas realizadas nestes solos que comprovam a redução da capacidade de cargas das fundações. Algumas delas estão citadas a seguir.

Em fundações diretas:

- ✓ Mellios (1985): resultados de prova de carga sobre placa, realizados em Porto Primavera, em profundidades que variaram de 0,60m a 1,90m. Para os ensaios considerados “saturados” a capacidade de carga estimada foi de 50 a 60 kPa, e para o ensaio “não saturado”, a capacidade de carga estimada foi de 100 kPa;
- ✓ Carvalho e Souza (1990): que mostram resultados obtidos com ensaios de placas em solo natural e inundado. Para o solo inundado a redução da capacidade de carga foi de 30%;
- ✓ Agnelli (1992): ensaios de placa realizados em solo natural e inundado, a diferentes tensões aplicadas, para profundidades de 1 e 2m. A redução da capacidade de carga constatada nas placas, devido à inundação do solo, foi de 50%.

No caso de fundações profundas:

- ✓ Lobo (1991): analisa vários tipos de estacas e diversos comprimentos, chegando à redução da capacidade de carga de 20 a 40% devido à inundação do solo;
- ✓ Teixeira (1993): apresenta uma redução de cerca de 30% na capacidade de carga de estacas escavadas, no campo experimental da EESC – USP;
- ✓ Carvalho *et al* (1996): através carregamentos horizontais em solo natural e pré-inundado, em uma estaca pré-moldada de concreto (com 14m de comprimento), cravada em solo residual da região de Campinas – SP, chegam a um valor de perda na capacidade de carga de 50%;
- ✓ Ferreira (1998): chega ao valor médio de 37% de perda de carga devido à inundação do solo antes das provas de carga em estacas apiloadas de comprimentos variados, no campo experimental da UNESP – Bauru;
- ✓ Moraes e Segantini (2002): provas de cargas realizadas em estacas apiloadas curtas (de 4,5 m de comprimento), em Ilha Solteira - SP, cujas perdas de capacidade de cargas chegam a 31% em solos inundados;
- ✓ Miguel e Belincanta (2004): apresentam a redução de 40% de redução da capacidade de carga em estacas escavadas com trado manual, quando submetidas ao colapso no solo de Londrina - PR;
- ✓ Gonçalves *et al* (2006): com o colapso do solo, apresenta uma redução de 48% na capacidade de carga para estacas com apiloamento do concreto, e 44% para estacas com lançamento do concreto e com brita na sua base (*pé de brita*), em estacas apiloadas de 20 cm de diâmetro e 3 m de comprimento.

### **2.2.7. Identificação Através das Trincas**

De maneira geral, as fissuras provocadas por recalques diferenciados são inclinadas, confundindo-se às vezes com as fissuras provocadas por deflexão de componentes estruturais. Segundo Thomaz (1989), as fissuras provocadas por recalques diferenciais geralmente apresentam aberturas maiores, sendo inclinadas em direção ao ponto onde ocorreu o maior recalque.

Outra característica, também citada por Tomaz (1989), é que essas fissuras apresentam esmagamentos localizados, em forma de escamas. Além disso, quando os recalques são acentuados, observa-se nitidamente uma variação na abertura da fissura.

Alguns exemplos para facilitar a identificação de trincas ocasionadas por recalques de fundações estão representados nas figuras a seguir.



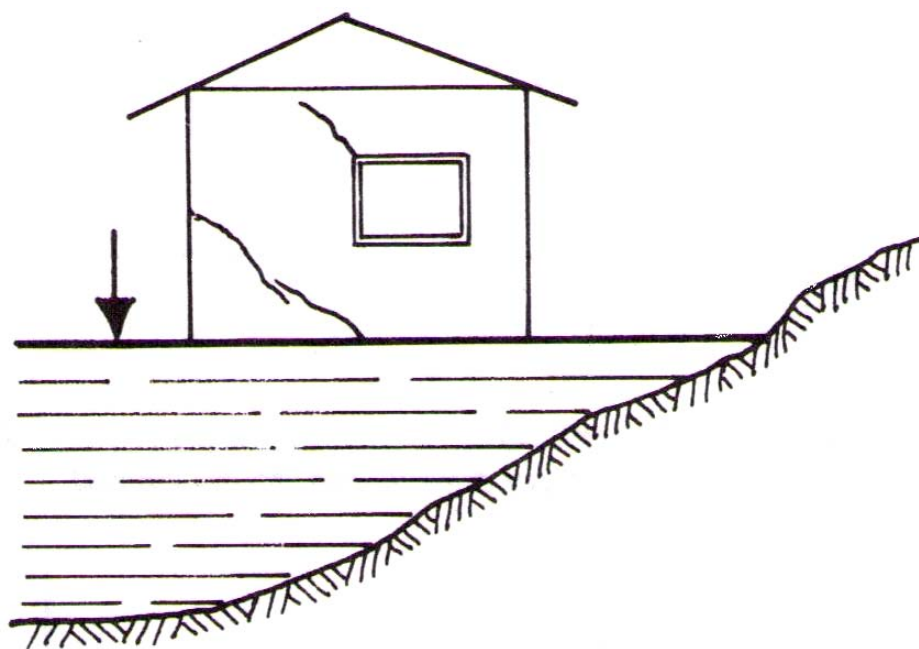


Figura 2.5 – Recalque diferenciado, por consolidações distintas do aterro carregado (Fonte: Thomaz, 1989)

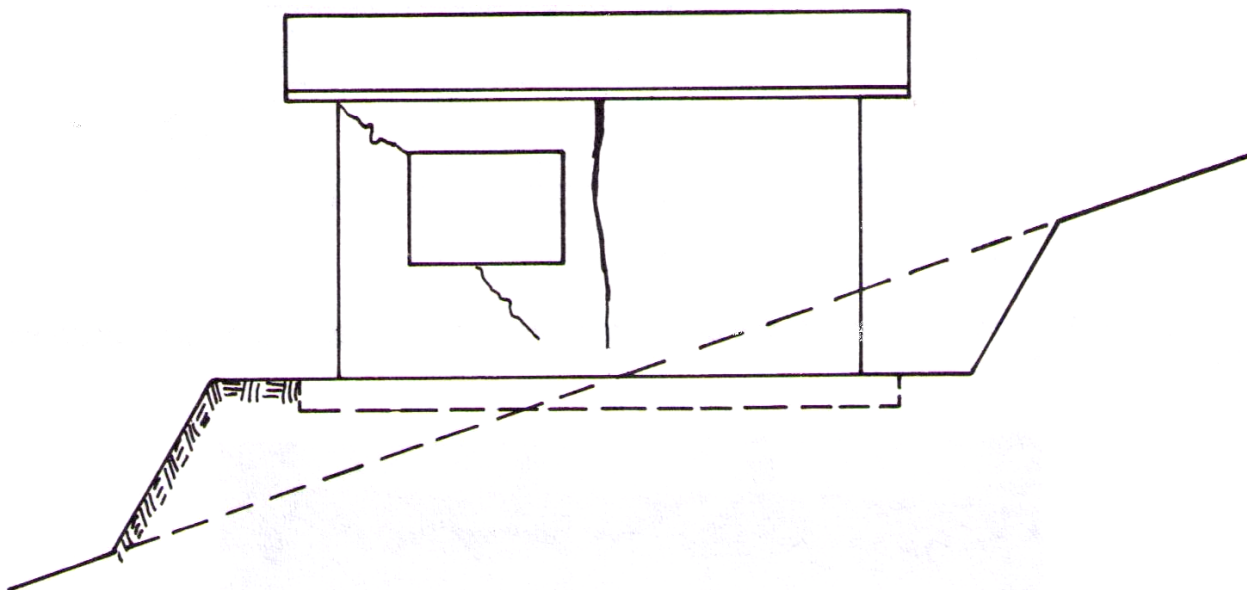


Figura 2.6 – Fundações assentes sobre seções de corte e aterro ocasionando trincas de cisalhamento nas alvenarias (Fonte: Thomaz, 1989)

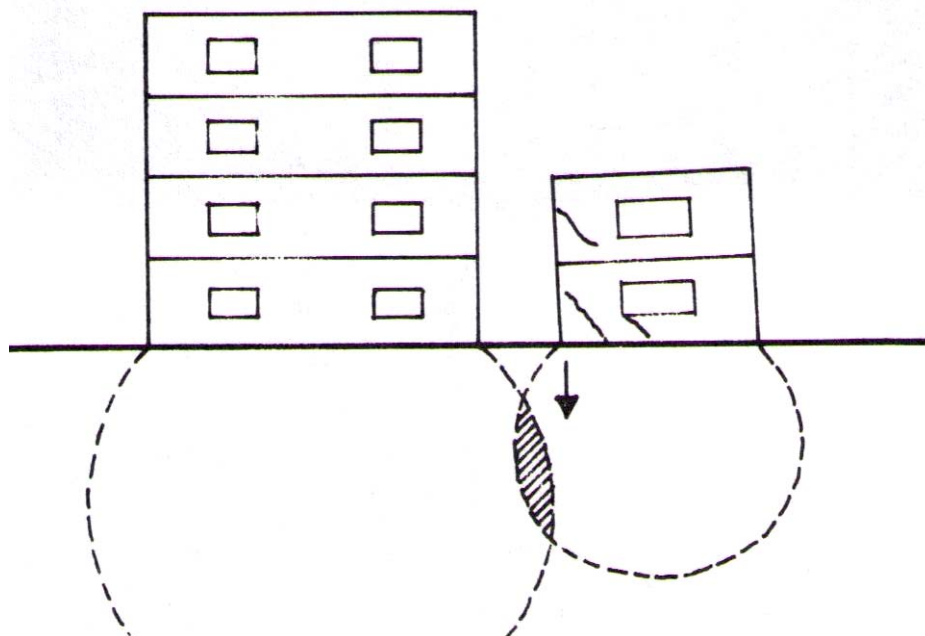


Figura 2.7 – Recalque diferenciado no edifício menor pela interferência no seu bulbo de tensões, em função da construção do edifício maior (Fonte: Thomaz, 1989)

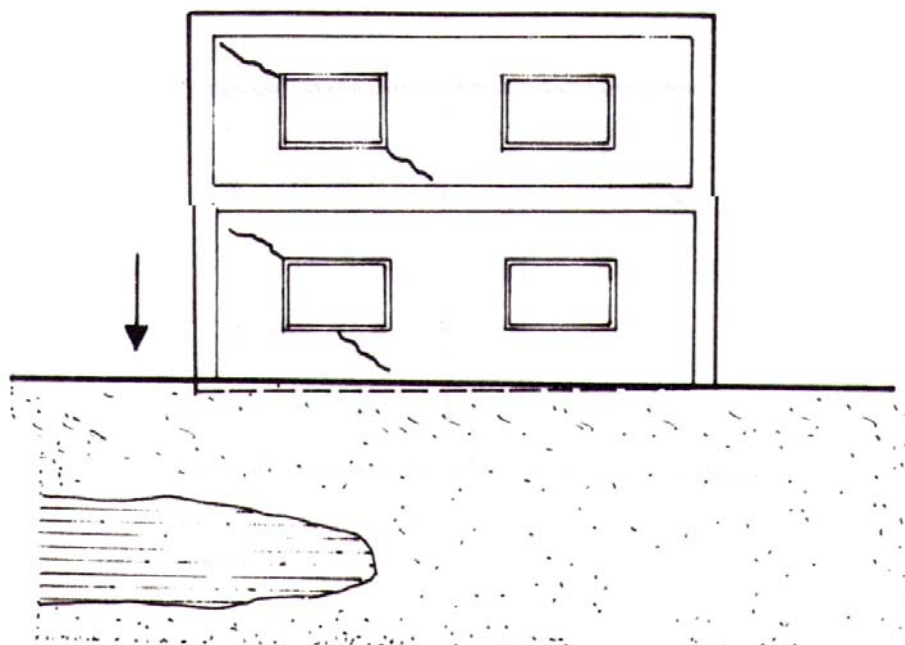


Figura 2.8 – Recalque diferenciado por falta de homogeneidade do solo (Fonte: Thomaz, 1989)

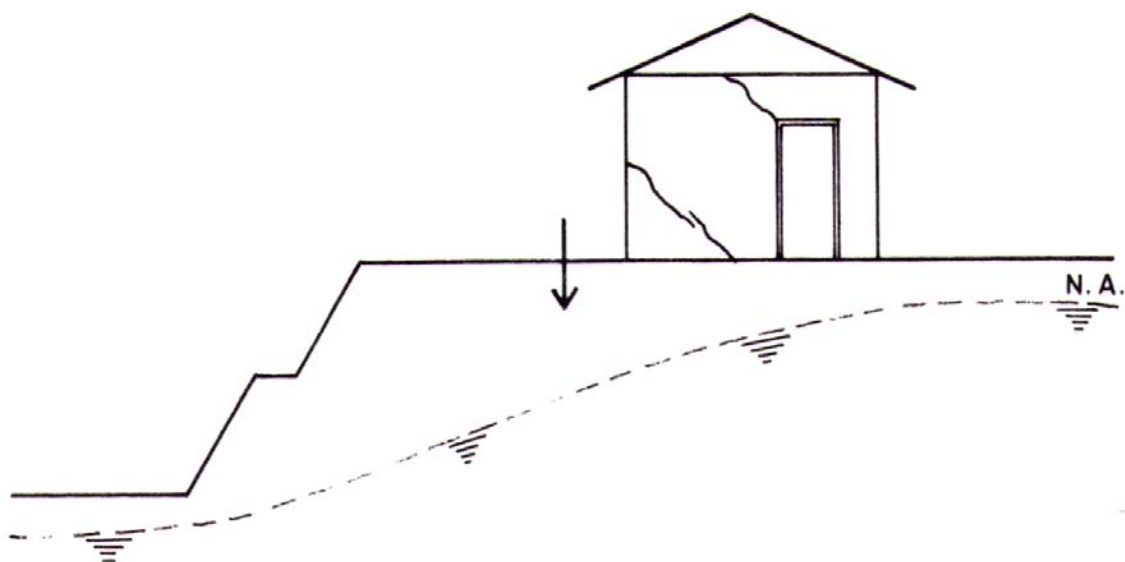


Figura 2.9 – Recalque diferenciado por rebaixamento do lençol freático devido ao corte do terreno à esquerda (Fonte: Thomaz, 1989)

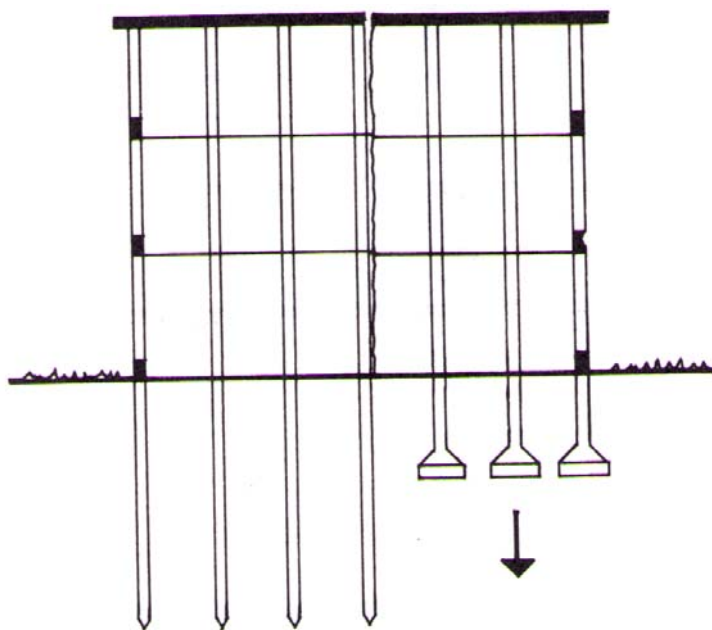


Figura 2.10 – Diferentes sistemas de fundação na mesma construção: recalques diferenciados entre os sistemas (Fonte: Thomaz, 1989)

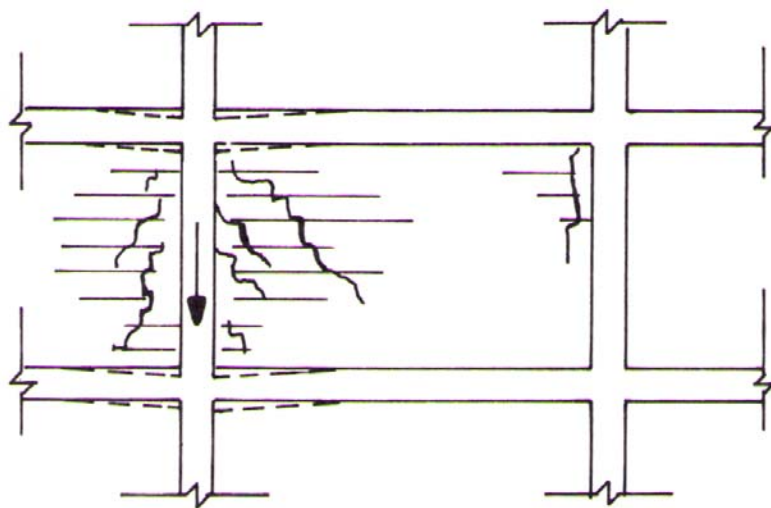


Figura 2.11– Recalques diferenciados entre pilares: surgem trincas inclinadas na direção do pilar que sofreu maior recalque (Fonte: Thomaz, 1989)

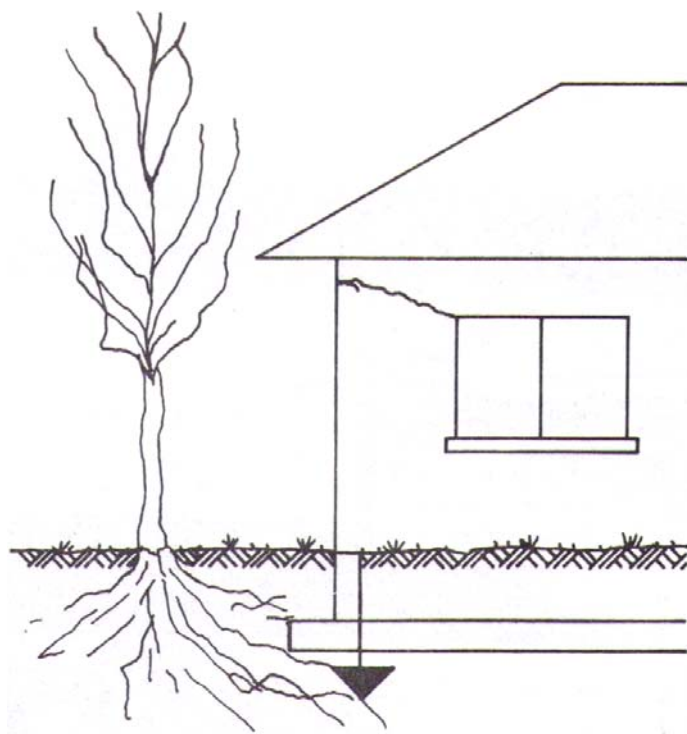


Figura 2.12 – Trinca provocada por recalque advindo da contração do solo, devido à retirada de água por vegetação próxima (Fonte: Thomaz, 1989)

## **2.3. Reforço de Fundações**

### **2.3.1. Introdução**

Como os problemas de fundações são antigos, os romanos já se utilizavam de reforço de fundações. Os primeiros exemplos de utilização mais intensa datam do século XIII e se referem principalmente, à recuperação de catedrais (ALBIERO, 1996). Há uma extensa lista de utilização de reforço de fundações, sendo que, somente a partir dos séculos XVII a XVIII começaram a serem empregados princípios científicos. Nenhum progresso foi constatado até 1900 quando se inicia a construção do metrô de Nova York.

No Brasil, o primeiro registro que se tem da utilização de estacas prensadas foi em 13 de novembro de 1935 através da empresa do engenheiro Edgard Frankinoul, por tubos de aço recuperáveis. Continuando suas atividades no Brasil, esta empresa denominou as estacas utilizadas de “Estacas Mega”, e as instalou (como reforço de fundações) utilizando como reação a estrutura já existente de um prédio da Cia Antártica do Rio de Janeiro. Foram executadas 62 estacas com diâmetro de 27,5 cm e o trabalho teve início em 27/12/1937 e término em 30/05/1938 (JUNQUEIRA, 1995).

Segundo Junqueira (1995), em 30 de abril de 1939, iniciou-se outra execução deste tipo de estaca, agora como fundação normal, usando como reação a estrutura do prédio, ainda em construção, das indústrias Matarazzo em São Paulo. Foram instaladas 255 unidades de Estacas “Mega” com diâmetro de 30 cm, e sua execução foi concluída em 14/07/1939.

Ainda de acordo com Junqueira (1995), a terceira obra com fundações em Estacas Prensadas no Brasil foi realizada com reação em cargueira, no Rio de Janeiro. Foram instaladas 198 unidades com diâmetro de 27,5 cm com início em 08/01/1941 e término em 10/07/1941.

Embora seja um assunto de grande importância na técnica de fundações, o número de publicações que tratam do assunto é bastante reduzido, já que os engenheiros e proprietários, não estão, em geral, interessados em que se divulguem problemas em suas obras.

Um caso histórico de reforço de fundações no Brasil publicado é o da recuperação da Cia Paulista de Seguros (DUMONT-VILLARES, 1956), por congelamento do solo para execução de tubulões. O prédio foi reforçado e colocado no prumo em 1942. Completando o reforço da parte não congelada do subsolo, foram instaladas algumas estacas através da cravação de trechos “Mega-hume” (segmento de concreto armado, centrifugado, de 37,5 cm de diâmetro externo e 80 cm de comprimento).

Segundo Golombek (1996), o prédio foi renivelado pelos macacos e mantido sobre eles até que a monitoração mostrou que havia estabilização para, então, ser feita a incorporação e os macacos serem retirados.

Em 1974, Gerber (1974) apresenta um caso de utilização de Estaca Mega para a recuperação de uma caixa d'água elevada que havia sofrido recalques diferenciais. A torre com 4,6 m de diâmetro e 50 m de altura, apresentava 47 cm de desaprumo quando foi reforçada e colocada no prumo pelo equipamento.

Nesta obra, foram utilizadas 12 unidades de concreto de diâmetro de 30 cm, cravadas usando o bloco existente como reação. As novas estacas foram cravadas de forma a trabalhar em conjunto com as 24 estacas existentes (pré-moldadas de concreto, com formato tronco-cônico), e que posteriormente foram cortadas logo abaixo dos blocos e re-cravadas pelo equipamento hidráulico.

Inúmeras obras em Estacas “Mega” foram executadas desde então pelas Estacas Franki LTDA, porém poucas citações foram feitas sobre o assunto, sendo algumas delas: Vargas (1955) e (1982), Costa Nunes (1956), Mello e Teixeira (1971), Caputo (1973), Alonso (1979) e Monteiro (1991).

Moraes (1982) apresentou parâmetros auxiliares, obtidos através da cravação de estacas prensadas, para a determinação da capacidade de carga de uma estaca isolada, bem como seu provável recalque, para solos comuns em Anápolis (GO), Goiânia (GO), e Brasília (DF).

Próximo à década de 90, pela primeira vez no Brasil se instalou uma estaca prensada instrumentada com células de pressão total (DIAS, 1988 e DIAS e SOARES, 1990), com a intenção de medir tensões residuais na instalação, durante e a posterior fase de equilíbrio.

Em dissertação de mestrado, Junqueira (1994) apresenta um histórico sobre as Estacas Prensadas começando pelo seu aparecimento na época da construção do metrô de Nova York. Na dissertação, são enumerados 26 casos práticos de reforço ou fundações com a utilização de Estacas Prensadas.

Em cinco dos casos, o autor compara o carregamento lido no manômetro do equipamento hidráulico (durante a cravação), com o estimado pelo método de Décourt

e Quaresma (1978). Para três casos (onde o solo era relativamente homogêneo), foi observado que as cargas de ruptura estimadas pelo método de Décourt e Quaresma (1978) foram conservadoras. Para os outros dois casos, a heterogeneidade do solo não sugeriu nenhuma semelhança com o método.

Araujo e Wolle (2006) propõem uma nova metodologia para a estimativa da capacidade de carga para as Estacas “Mega”, procurando determinar a conveniência da aplicação de coeficientes de ajuste especificamente para o método Décourt e Quaresma (1978).

Foram coletados dados de 26 casos de obras que foram subdivididos em 14 obras com estacas de pontas embutidas em argilas, 5 em siltes e 7 em areias. Através das cargas medidas na cravação, foi concluído que não há a necessidade de se refinar a metodologia Décourt e Quaresma (1978) para as estacas com pontas embutidas em areias ou siltes. Como o método foi utilizado para estimar as cargas de ruptura, na profundidade da estaca executada e 1 metro acima e abaixo da mesma, em todos os casos analisados (para pontas embutidas em areia ou silte), os valores das cargas obtidas em obra se encontraram dentro deste intervalo estimado, obtendo-se uma aceitável margem de erro.

Quanto aos 14 casos em que as estacas tiveram suas pontas embutidas em argilas, os autores verificaram que a metodologia para a estimativa de carga de Décourt e Quaresma (1978), subestimava os valores de carga obtidos durante a cravação.

Foi concluído que a metodologia de cravação diferente (entre as estacas pré-moldadas, as quais o método foi proposto, e as Estaca “Mega”) pode, potencialmente, modificar a interação solo-estaca, alterando os respectivos valores de atrito lateral e conseqüentemente a capacidade de carga de cada tipo de estaca, por conta da



diferença nos efeitos de vibração, transferência de energia da estaca para o solo e ainda na velocidade de cravação.

Através de uma regressão do tipo linear (detalhada em ARAUJO, 2005), os autores propõem a utilização de fatores de correção “ $\alpha$ ” e “ $\beta$ ” de 1,1 e 1,2, a serem multiplicados, respectivamente, pela resistência de ponta e pela resistência por atrito lateral, para as Estacas “Mega” de concreto com pontas embutidas em camadas de solos argilosos.

A “aferição” de um método de estimativa da capacidade de carga para as Estacas Mega se faz importante por possibilitar um refinamento nas estimativas de custo de uma obra, sendo possível estimar o comprimento de cada estaca, além de verificar a carga potencial necessária para cada ponto de utilização.

Boni (2006) realizou provas de carga em duas Estacas “Mega”, uma com o terreno inundado e outra com solo natural, no campo experimental da UNESP de Bauru, para a verificação da perda da capacidade de carga devido ao colapso nesse tipo de fundação. As duas estacas foram cravadas com segmentos de concreto maciço de 20 cm de diâmetro e 8 m de comprimento.

De acordo com as provas de carga realizadas, o colapso do solo para as estacas descritas, representou em uma perda de 61% na capacidade de carga, representada na Figura 2.13.

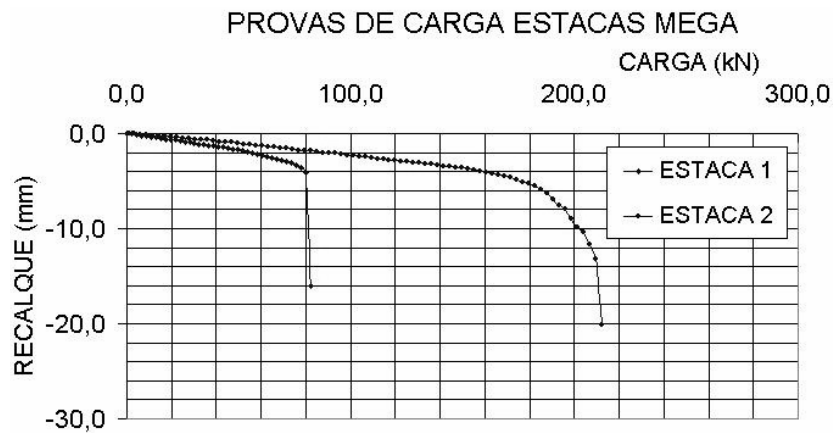


Figura 2.13 - Provas de carga realizadas em solo natural e inundado (Fonte: BONI, 2006)

Donadon (2006) também realizou provas de carga em duas Estacas “Mega” de concreto com 8 m de profundidade e 0,20 m de diâmetro. Uma prova de carga foi executada em solo natural e outra com a prévia inundação do mesmo, de 49:50h (totalizando 14,81m<sup>3</sup> de água), para a verificação do efeito do colapso na capacidade de carga deste tipo de estaca.

Neste caso, o efeito do colapso reduziu a capacidade de carga da estaca ensaiada em 40%, de acordo com a Figura 2.14.

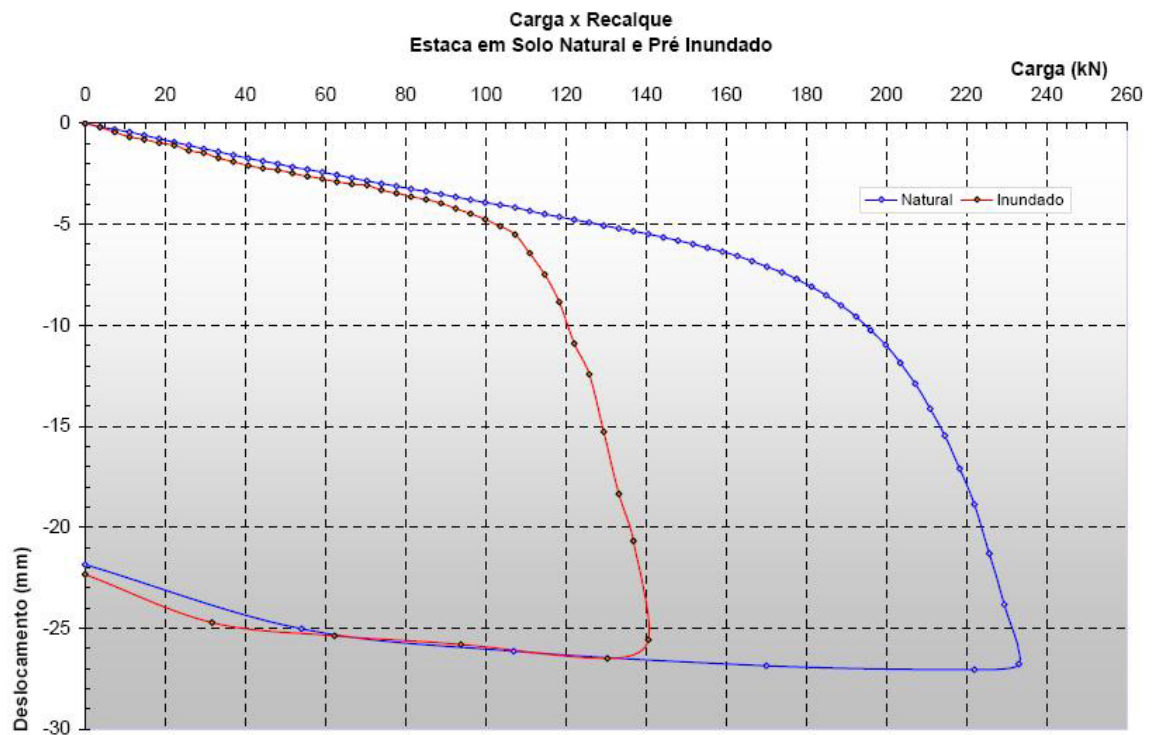


Figura 2.14 - Provas de carga realizadas em solo natural e inundado (Fonte: DONADON, 2006)

### 2.3.2. Utilização

Segundo Gotlieb (1998), as soluções para os serviços de reforço são muito variadas e dependem das condicionantes do problema em questão, tais como: tipo de solo, urgência, fundações existentes, nível de carregamento e espaço físico disponível. Assim podem ser relacionados alguns tipos de soluções de reforço, sem que, necessariamente, sejam todos viáveis para um mesmo problema:

- ✓ Reparo ou reforço de materiais, quando o problema se encontra na deterioração dos materiais que constituem os elementos de fundação.

Como exemplo a ocorrência de agressão do concreto ou corrosão das armaduras de tais elementos. Trata-se, portanto, de um problema tipicamente estrutural, não associado à transmissão de carga da estrutura para o solo.

- ✓ Enrijecimento da estrutura, nos casos em que se procura apenas minimizar os recalques diferenciais que estejam ocorrendo.

Tal enrijecimento pode ser alcançado através de implantação de vigas de rigidez interligando as fundações ou a introdução de peças estruturais capazes de gerar o travamento da estrutura.

- ✓ Estacas injetadas, denominadas estacas-raiz e microestacas e são executadas por perfuração com circulação de água. Os equipamentos para a execução desse tipo de fundação são de pequenas dimensões, permitindo o acesso em locais de pouca altura ou espaço.

Segundo Gotlieb (1998), tem a vantagem de não ocasionar vibrações durante sua implantação, porém deve-se considerar também que a injeção e circulação de água sob as fundações problemáticas podem vir a acentuar ainda mais as condições existentes. Mas, além disso, tem como vantagem a possibilidade de sua instalação inclinada, ou verticalmente, ao lado das peças a serem reforçadas e, ainda, perfurando as sapatas ou blocos de coroamento sendo incorporadas nestas peças.

- ✓ Estacas convencionais, no caso de haver altura suficiente para a instalação dos equipamentos.
- ✓ Sapatas, tubulões ou estacas adicionais, de maneira a aumentar o número de apoios, reduzindo o carregamento das fundações originais.

Tal medida visa a compensar o aumento de carregamento ou a adoção de uma tensão aplicada ao solo que tenha sido elevada, diante da qualidade do material de apoio.

- ✓ Estacas “Mega” que, pelo fato de serem introduzidas no terreno por uma bomba hidráulica, não induzem vibrações, o que reduz os riscos de instabilidade que possam existir devido à precariedade das fundações defeituosas.

Além disso, provocam baixos ruídos e, como o equipamento usado na cravação e os segmentos são de tamanhos reduzidos, esse tipo de reforço pode ser executado em locais pequenos e de difícil acesso. Por esses motivos são viáveis em pequenos espaços e em lugares inacessíveis a equipamentos usuais de fundações, além de serem consideradas verdadeiras provas de carga devido ao método da sua execução.

As estacas prensadas foram inicialmente concebidas nos casos de reforço de fundações, onde eram cravadas com macacos hidráulicos reagindo contra a própria estrutura do prédio. As estacas “Mega”, podem ser utilizadas nos seguintes casos:

- ✓ Reforço de fundações devido ao comportamento inadequado: fato que pode ter ocorrido por ruptura das fundações, por colapso dos solos ou mesmo pela inexistência de fundação.

Nesse caso, a estrutura apresenta sinais de recalques diferenciais que podem levar a estrutura à ruína, causando trincas, fissuras ou mesmo rachaduras (Figura 2.15);



Figura 2.15 - Exemplo de trinca por recalque diferencial de fundações

- ✓ Reforço para atender mudança de carregamento: nesse caso o carregamento da estrutura foi (ou será) alterado e, se a sua fundação não for suficiente, deve ser feito um estudo (para avaliar as novas cargas) que possibilitará o dimensionamento da nova fundação.

Exemplos comuns para a utilização do reforço com estaca “Mega”, neste caso, são casas térreas que se tornam assobradadas, indústrias que utilizam as estruturas existentes para outras finalidades (Figura 2.16), ou prédios residenciais que passam a ser comerciais.



Figura 2.16 - Mudança de utilização de estrutura em indústria (aumento do carregamento)

- ✓ Reforço para aumento de segurança: obra especificamente preventiva ou de ajuste a novos usos. Casos típicos de estruturas que poderão vir a sofrer interferências externas podendo prejudicar suas fundações, como exemplo seria a execução edifícios próximos a escavações para obras do Metrô.

### **2.3.3. Reforço de Fundação com Estacas “Mega” de Concreto**

Constitui-se na cravação de pequenos elementos superpostos de estacas, os quais podem ser compostos por peças de concreto simples ou armado, de seção vazada ou maciça, quadrada ou circular, com encaixe ou sem e, até mesmo, compostos por perfis metálicos. Esses elementos são cravados através de um equipamento hidráulico que reage contra a própria estrutura da construção.

As estacas são constituídas por segmentos da ordem de 0,5 a 1,0 m, conforme as condições locais e a empresa que executa o serviço, porém o segmento mais usado na prática é o de 0,5 m. Da mesma forma, a geometria da seção da estaca pode variar (sendo constante em todo o seu comprimento), mas a mais comum é a seção circular de diâmetro entre 0,20 e 0,25 m.

A fabricação dos segmentos é usualmente feita utilizando tubos de PVC como forma, cortados em segmentos de 0,50 m, os quais são limpos e lubrificados com desmoldante, antes da concretagem, como mostra a Figuras 2.17.



Figura 2.17 - Tubos de PVC utilizados como forma, lubrificados com desmoldante

Para se tornar mais fácil a remoção dos segmentos, apesar da lubrificação, os tubos de PVC utilizados como forma são cortados no sentido longitudinal e presos por “presilhas” de aço para que não abram durante a concretagem e vibração, de acordo com a Figura 2.18.





Figura 2.18 - Tubos de PVC cortados no sentido longitudinal e utilização de “presilhas”

O concreto utilizado na confecção dos segmentos é feito no canteiro da empresa e é vibrado para um melhor adensamento do concreto e eliminação dos vazios na forma (Figura 2.19).



Figura 2.19 - Vibração do concreto para prevenir vazios nos segmentos

O equipamento utilizado para a cravação dos segmentos de estaca “Mega” é um macaco hidráulico, ilustrado na Figura 2.20, conectado a um cilindro cujo interior é completo por óleo e por outro cilindro de menor diâmetro.



Figura 2.20 - Macaco hidráulico

O macaco hidráulico injeta o óleo para o cilindro, aumentando a pressão interna do mesmo (a qual é medida no manômetro), o que faz com que o cilindro, de menor diâmetro no seu interior, seja ejetado (Figura 2.21).



Figura 2.21 - Cilindro interno ejetado

A ejeção do cilindro interno é que age contra a edificação e, pelo princípio da ação e reação, o cilindro externo é “empurrado” contra os segmentos de concreto, posicionados sob o cilindro, os quais são cravados no solo.

Os macacos hidráulicos são feitos por diferentes fabricantes e, sendo assim, cada um pode ter características diferentes, como capacidade de carga, tamanho e dimensões dos seus cilindros. Esses equipamentos podem ter cargas variáveis de acordo com o fabricante e sua utilização, mas usualmente são encontrados macacos hidráulicos com capacidade entre 300 e 500 kN.

Utilizando os equipamentos descritos, a execução do reforço de fundações com estaca “Mega” de concreto, segue o roteiro descrito a seguir:

- ✓ Análise da obra, localizando os pontos onde as fundações existentes devem ser substituídas ou reforçadas;



Nessa etapa, o projeto de estrutura da obra deve ser analisado, de forma que sejam determinados os esforços aplicados nos pontos onde as estacas “Mega” serão executadas, possibilitando a escolha do macaco hidráulico enviado para obra, através da sua capacidade máxima de carga.

- ✓ Abertura de vala de aproximadamente 1 m x 1 m, espaço suficiente para posicionar o cilindro hidráulico e os segmentos de estacas a serem cravados, como ilustrado na Figura 2.22.



Figura 2.22 - Abertura da vala para posicionamento do cilindro e dos segmentos

Nessa etapa, as fundações existentes ficam aparentes, podendo ser verificadas quanto à integridade superficial.

Em casos onde não existem vigas ou blocos, com resistência suficiente para o equipamento reagir contra esses elementos sem que haja danificação maior na estrutura, são posicionadas pequenas vigas de concreto pré-moldadas (em contato com

a alvenaria ou fundação existente), de forma que ela distribua os esforços para a edificação sem comprometê-la ainda mais (Figura 2.23).



Figura 2.23 - Vigas pré-moldadas que distribuem os esforços para a estrutura

- ✓ Cravação dos segmentos pelo cilindro, que reage contra a estrutura da edificação, cravando os elementos no solo até chegar à profundidade em que a estaca ofereça resistência suficiente para suportar o peso exercido pela construção (através do princípio da ação e reação).

Nessa etapa, quando a fundação começa a exercer sobre a construção o mesmo esforço que a construção aplica no solo (através do seu peso), empurrando-a para cima, a cravação de novos elementos é cessada e faz-se a consolidação do ponto de cravação. Para isso, a capacidade de carga do macaco hidráulico deve ser sempre maior do que a carga estimada da obra, nos pontos onde as estacas serão executadas.

Caso contrário, o equipamento não conseguirá atingir uma carga adequada, tornando a estaca “Mega” executada insuficiente.

Por esse método executivo, a execução da Estaca Mega pode ser considerada uma verdadeira prova de carga porque, através de leituras do manômetro devidamente aferido ou por células de carga, pode-se saber qual a carga real que está sendo aplicada às fundações.

Outra vantagem da sua execução, é que este tipo de estaca não se limita em profundidades específicas por questões executivas ou de transporte. A profundidade alcançada depende da resistência do solo e da estrutura na qual o equipamento vai reagir (atingindo a profundidade exata para estabilizar a estrutura em cada ponto de sua execução), além de um equipamento com capacidade de carga suficiente para a cravação, que pode mudar dependendo da obra.

- ✓ Consolidação do “ponto”: é deixado um espaço, entre o topo do último segmento cravado e a estrutura da edificação, suficiente para locar um bloco (de concreto armado), duas estacas (uma em cada ponta do bloco para a divisão e distribuição melhor das cargas), e uma viga pré-moldada, representado na Figura 2.24.



Figura 2.24 - Consolidação com viga pré-moldada de concreto

Se o espaçamento restante for pequeno demais para a viga pré-moldada, ele é preenchido por cunhas metálicas (Figura 2.25).



Figura 2.25 - Consolidação e encunhamento com chapas metálicas

Todo o conjunto mencionado deve estar consolidado com a carga estipulada por engenheiro responsável.

Como a altura do cilindro é de tamanho limitado e, por isso, nem sempre é possível manter contato entre o topo da estaca, que está sendo cravada, e a estrutura de reação, são utilizados apoios de madeira na cravação, de forma que ocupem o espaço vazio, até haver espaço suficiente para ser colocado outro segmento (Figura 2.26).





Figura 2.26 - Blocos de madeira utilizados enquanto o espaço não é suficiente para outro segmento

Dessa maneira, o cilindro exerce os esforços de reação contra os blocos de madeira, e estes, por sua vez, distribuem esses esforços para a estrutura, até o espaço entre o cilindro e a estrutura ser suficiente para outro segmento ser posicionado.

Após o fim de cada “ponto”, o seu encunhamento e retirada do cilindro hidráulico, a vala pode ser fechada (Figura 2.27), compactando o solo retirado em camadas (ou outro solo, dependendo da qualidade do solo escavado), e o acabamento da superfície pode ser feito.





Figura 2.27 - Reposição do solo

### **3. PROVAS DE CARGA**

De acordo com a Norma NBR 12131 (2006), a estaca é carregada até a carga definida pelo projetista, atendendo aos requisitos de segurança da ABNT NBR 6122 (1996) e, ainda de acordo com o projetista, o ensaio pode ser realizado com carregamento:

- ✓ Lento (SML: Slow Maintained Load Test);
- ✓ Rápido (QML: Quick Maintained Load Test);
- ✓ Misto (lento seguido de rápido);
- ✓ Cíclico (CLT – Cyclic Load Test ou SCT – Swedish Cyclic Test), que a norma divide em lento ou rápido, para estacas submetidas a esforços axiais de compressão.

Além desses métodos ainda existe o ensaio CRP, que nada mais é do que um ensaio com carregamento a uma velocidade de recalque constante.

Os deslocamentos correspondentes a estes quatro tipos de ensaios podem ser diferentes e a sua interpretação deve considerar o tipo de carregamento empregado. Neste trabalho o tipo de carregamento escolhido para os ensaios foi o rápido (QML), e a sua forma de execução, segundo a NBR 12131 (2006), está descrita a seguir.

### **3.1. Ensaio Rápido**

De acordo a NBR 12131 (2006), o carregamento é feito em estágios iguais e sucessivos, observando-se que a carga aplicada em cada estágio não deve ser superior a 10% da carga de trabalho, prevista para a estaca ensaiada, e em cada estágio a carga deve ser mantida durante 10 minutos, independentemente da estabilização dos deslocamentos.

Além disso, em cada estágio, os deslocamentos devem ser lidos obrigatoriamente no início e no final do estágio e, atingida a carga máxima do ensaio, devem ser feitas cinco leituras: a 10, 30, 60, 90 e 120 minutos, no mesmo estágio.

A seguir, procede-se o descarregamento, que deve ser feito em cinco ou mais estágios, cada um deles mantido por 10 minutos, com a leitura dos respectivos deslocamentos. Após 10 minutos do descarregamento total, devem ser feitas mais duas leituras adicionais, aos 30 e 60 minutos.

### **3.2. Interpretação de Provas de Carga**

Conforme a NBR 6122 (1996), a prova de carga pode conduzir a uma curva “carga x recalque” na qual não é verificada nitidamente a carga de ruptura do elemento de fundação, fato que ocorre na maior parte dos casos.

Freqüentemente, o ensaio é interrompido prematuramente e a ruptura não é atingida, ou por motivos de custos ou prazos, ou porque a carga de reação é

insuficiente ou ainda porque não se pretende danificar o elemento ensaiado por se tratar de parte definitiva da fundação da obra.

Em todos os casos, a NBR 6122 (1996) recomenda que se deva determinar a carga de ruptura utilizando métodos consagrados na mecânica dos solos.

Segundo Niyama *et al* (1998), quando o ensaio não chega a atingir a carga de ruptura, podem ser utilizados alguns critérios para a determinação da mesma, e esses critérios são divididos em quatro grupos: de recalque limite, da deformabilidade limite, da intersecção das fases pseudo-elástica e pseudo-plástica, e da forma matemática.

No primeiro grupo, quando a carga de ruptura é fixada em relação a um recalque máximo, destacam-se os métodos de Davisson (1972), da NBR 6122 (1996), de Brinch-Hansen (1963), de Terzaghi (1943) e de alguns códigos de obras como os de Boston e Nova Iorque.

No segundo grupo, da deformabilidade limite, a carga de ruptura corresponde a um módulo de deformabilidade limite da estaca. Enquadra-se neste grupo, o método de Fuller e Hoy (1970).

No terceiro grupo, onde são definidas duas retas na curva “carga x recalque”, a carga de ruptura corresponde ao ponto de intersecção dessas retas (representando as fases pseudo-plástica e pseudo-elástica). Neste grupo destacam-se o método de Butler e Hoy (1977) e o método de De Beer (1967).

Ainda de acordo com Niyama *et al* (1998), o quarto, e último grupo, parte do ajuste do gráfico resultante do ensaio, através de formulação matemática. Destacam-se o método de Chin (1971), o de Mazurkiewicz (1972), e o método de Van der Veen

(1953). Além desses métodos, também é apresentado o método de Massad (1986), que compara os dois últimos.

Entretanto, os critérios mais empregados para a determinação da capacidade de carga são: Van Der Veen (1953), Mazurkiewicz (1972), Terzaghi (1943) e o critério proposto pela NBR 6122/96. Neste trabalho, também foi utilizado o método de Rigidez de Décourt (1996).

A seguir, apresentam-se os métodos citados do primeiro grupo, quando a carga de ruptura é fixada em relação a um recalque máximo.

### **3.2.1.      Davisson (1972)**

De acordo com Niyama *et al* (1998), este método foi desenvolvido em conjunto com análises da equação da onda em estacas cravadas e, por este motivo, é indicado como bom critério para correlação de resultados de provas de carga estáticas e dinâmicas.

Além disso, este método, apropriado para provas de carga CRP (ensaio com velocidade constante de penetração da estaca), conduz a carga limite muito reduzida no ensaio SML (ensaio com carregamento lento, segundo NBR 6122/96).

Neste método (Figura 3.1), a carga limite (e não a carga de ruptura), é a correspondente ao recalque segundo a equação:

$$s_r = \frac{Q_r \cdot L}{A \cdot E} + \left( \frac{D}{120} + 3,8 \right) \quad (3.1)$$

Em unidades compatíveis, em que:

$s_r$  – Recalque de ruptura convencional;

$Q_r$  – Carga de Ruptura convencional;

$L$  – Comprimento da estaca;

$A$  – Área da seção transversal da estaca;

$E$  – Módulo de elasticidade do material da estaca;

$D$  – Diâmetro do círculo circunscrito à estaca.

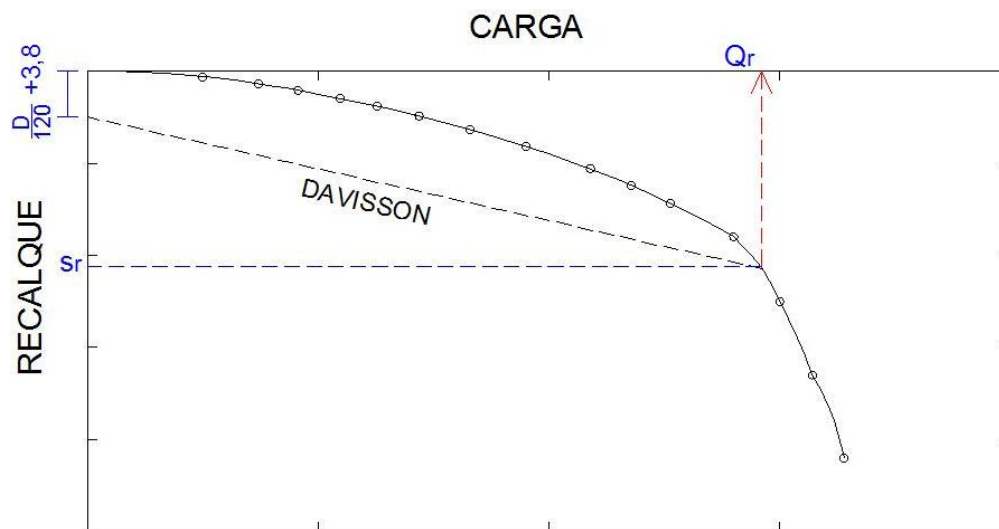


Figura 3.1 – Carga de ruptura segundo Davisson (Niyama *et al*, 1998)

### 3.2.2. Método da NBR 6122/96

De acordo com este critério, a carga de ruptura pode ser obtida como a correspondente, na curva “carga x deslocamento”, ao recalque obtido através da expressão:

$$s_r = \frac{Q_r \cdot L}{A \cdot E} + \left( \frac{D}{30} \right) \quad (3.2)$$

Onde:

$s_r$  – Recalque de ruptura convencional;

$Q_r$  – Carga de Ruptura convencional;

$L$  – Comprimento da estaca;

$A$  – Área da seção transversal da estaca;

$E$  – Módulo de elasticidade do material da estaca;

$D$  – Diâmetro do círculo circunscrito à estaca.

A partir de um valor arbitrário de carga, calcula-se o recalque correspondente, obtendo um ponto ( $Q$ ;  $s_r$ ). Por este ponto, plota-se a reta que corta o eixo dos recalques em  $D/30$ . O ponto de interseção entre essa reta e a curva “carga x recalque” corresponde à carga de ruptura convencional, ilustrado na Figura 3.2.

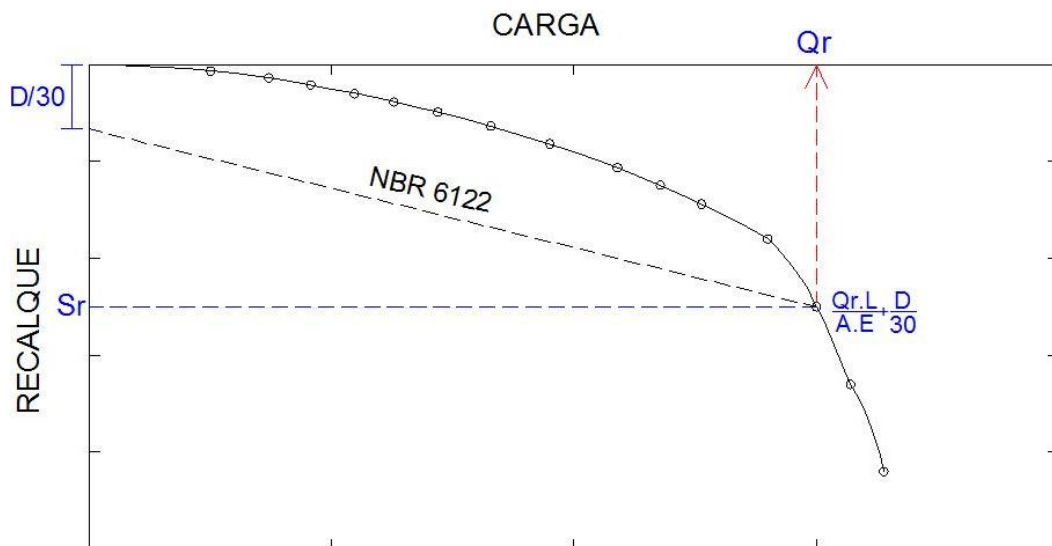


Figura 3.2 – Carga de ruptura segundo o método da NBR 6122 (1996)

Para estacas de concreto, o módulo de elasticidade pode ser calculado pela norma de projeto e execução de obras de concreto armado (NBR 6118), em função da resistência característica ( $f_{ck}$ ), restringindo-se os valores máximos de  $f_{ck}$  conforme NBR 6122/96 (item 7.8).

De acordo com Campos (2005), na falta de qualquer indicação, podem ser adotados os valores conservadores de  $E = 20.000$  mPa e de  $E = 25.000$  mPa, para estacas escavadas e pré-moldadas de concreto, respectivamente.

### 3.2.3. Convencional ou Terzaghi (1943)

De acordo com Niyama *et al* (1996), o método de Terzaghi, adotado pela norma inglesa, considera a carga de ruptura aquela que corresponde a um recalque igual a 10% do diâmetro da ponta da estaca, como na Figura 3.3.

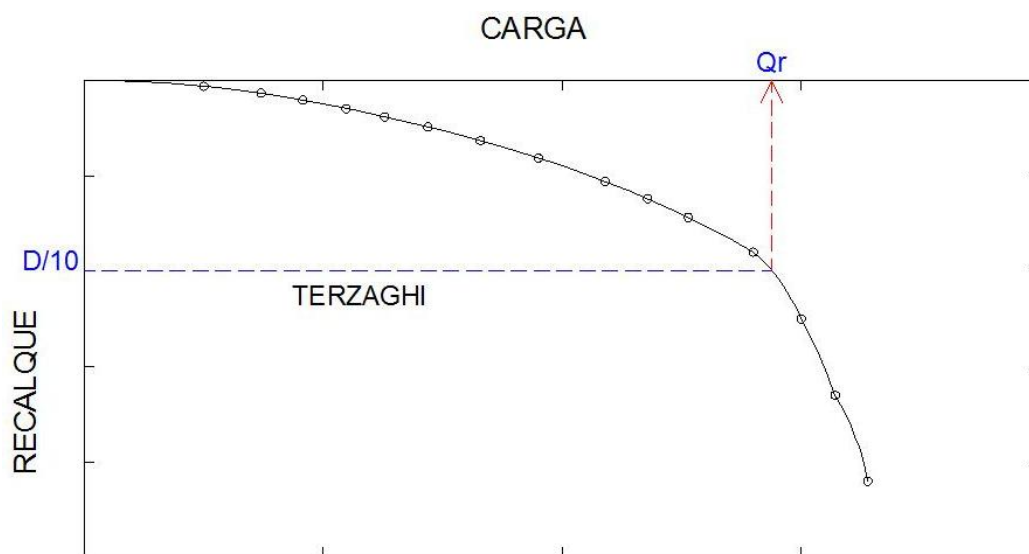


Figura 3.3 – Carga de ruptura segundo Terzaghi (1943)



### 3.2.4. Brinch-Hansen (1963)

Este método é dividido em dois critérios: dos 80% e dos 90%.

No critério dos 90%, a carga de ruptura é a correspondente ao dobro do recalque medido para 90% da carga máxima atingida no ensaio, obtida através da curva “carga x recalque” (Figura 3.4).

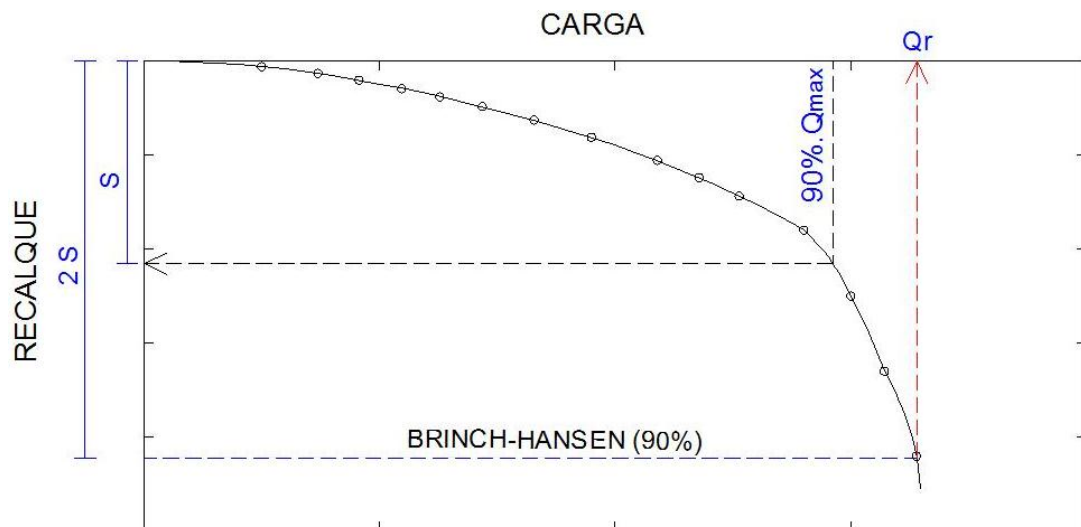


Figura 3.4 – Método de Brinch-Hansen 90%

Segundo Niyama *et al* (1996), este método também foi desenvolvido para ensaios CRP (com velocidade constante de penetração da estaca).

O critério dos 80% considera a curva “carga x recalque” como uma parábola, e a carga de ruptura corresponde ao recalque de quatro vezes o recalque medido para 80% da carga atingida no ensaio (Figura 3.5), também verificada no gráfico.

O gráfico é traçado pela equação “ $[(s^{1/2})/Q] \times s$ ”, onde “s” é o recalque e “Q” é a carga. A carga de ruptura é o ponto da curva de coordenadas ( $Q_u$ ;  $S_u$ ), determinado pelas equações:

$$Q_u = \frac{1}{2 \cdot \sqrt{C_1 \cdot C_2}} \quad (3.3)$$

$$S_u = \frac{C_2}{C_1} \quad (3.4)$$

Onde:

$C_1$  – Coeficiente angular da reta;

$C_2$  – Intercepto no eixo das ordenadas, quando o ponto de coordenadas  $(0,80 \cdot Q_u; 0,25 \cdot S_u)$  também estiver contido na curva “carga x recalque”.

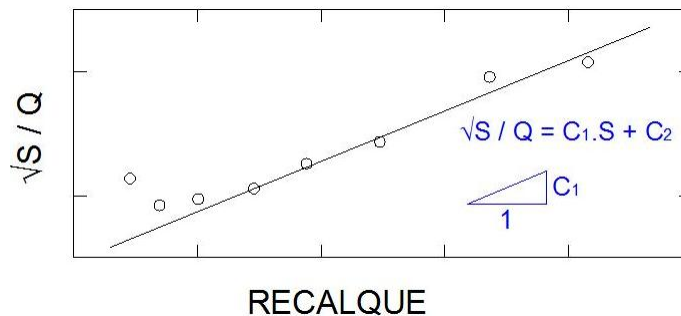


Figura 3.5 – Carga de Ruptura segundo o critério de 80% Brinch-Hansen

### 3.2.5. Código de Boston e Nova Iorque

Segundo Niyama *et al* (1996), os códigos das cidades de Boston e Nova Iorque consideram a carga de ruptura como sendo a máxima carga obtida no ensaio, mas estabelecem que o recalque residual deve ser menor do um limite pré determinado.

Para o código de Boston esse limite é 0,5 polegadas e para o código de Nova Iorque é de 0,01 pol/tf.

Para o segundo grupo de métodos de determinação de carga de ruptura, onde a deformabilidade limite é fixada, o método que se enquadra está descrito a seguir.

### 3.2.6. Fuller e Hoy (1970)

Neste método, o valor do módulo de deformabilidade limite da estaca é adotado como sendo 0,127cm/tf (0,05"/tf), que pode ser representado como sendo a carga correspondente ao ponto da curva “carga x recalque” que é tangente a uma reta com essa inclinação, Figura 3.6. De acordo com Niyama *et al* (1996), esse método subestima a carga de ruptura obtida para estacas longas.

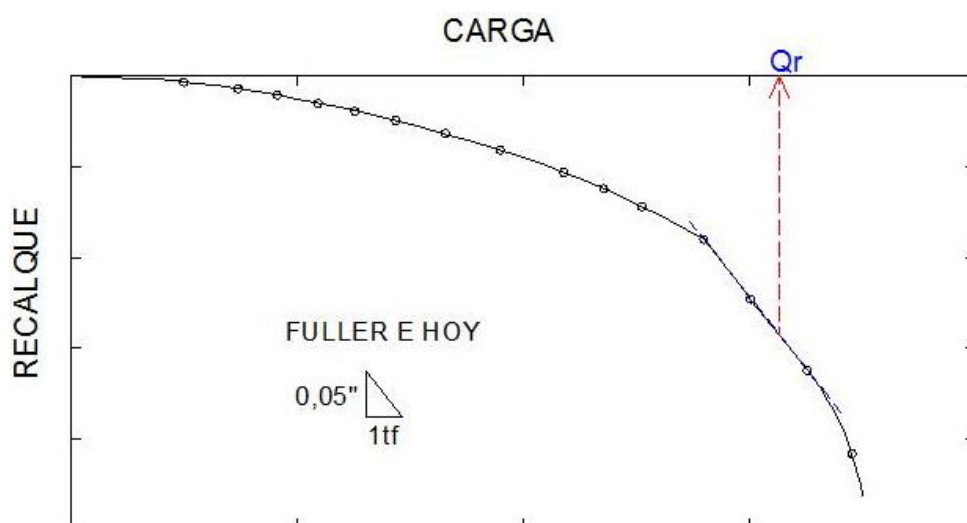


Figura 3.6 – Determinação da carga de ruptura pelo método Fuller e Hoy (1970)

Os métodos referentes ao terceiro grupo de critérios, onde são definidas duas retas na curva “carga x recalque”, são descritos a seguir. Esses métodos, segundo Niyama *et al* (1996), são dependentes da escala do desenho e de interpretação individual, mas apresentam vantagem de permitir a extrapolação da curva “carga x recalque”, tornando possível determinar a carga de ruptura mesmo que seja superior à máxima carga do ensaio.

### 3.2.7. Butler e Hoy (1977)

Este método considera a reta da fase pseudo-elástica como paralela à linha de compressão elástica da estaca, e a reta pseudo-plástica como à tangente à curva com inclinação de 0,05 polegadas para 1tf. A carga de ruptura é o resultado do encontro das duas retas, de acordo com a Figura 3.7.

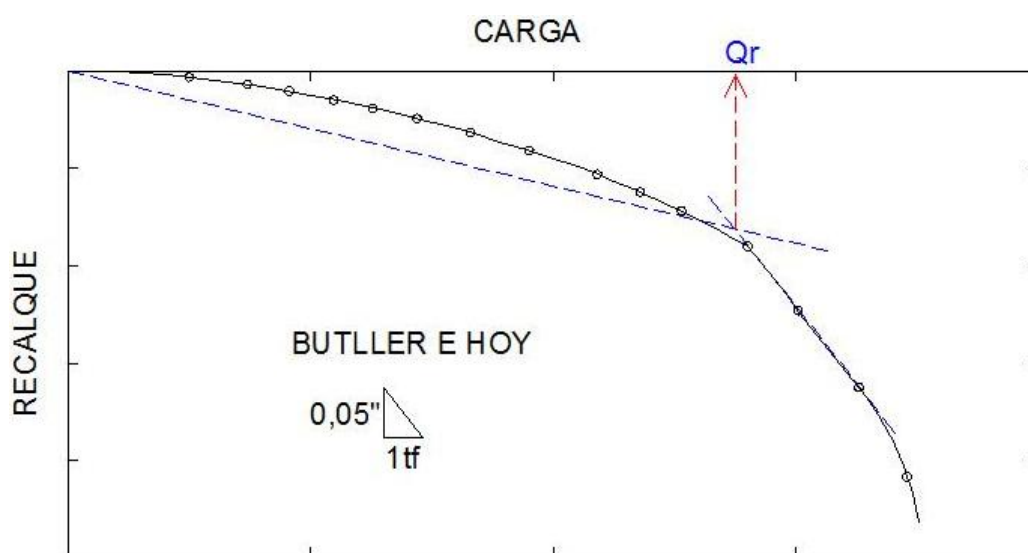


Figura 3.7 – Carga de ruptura segundo Butler e Hoy (1970).

### 3.2.8. De Beer (1967)

Neste método, a curva “carga x recalque” é traçada em escala logarítmica, de forma que no trecho onde as cargas são mais elevadas o gráfico tende para as duas retas pseudo-plástica e pseudo-elástica, Figura 3.8.

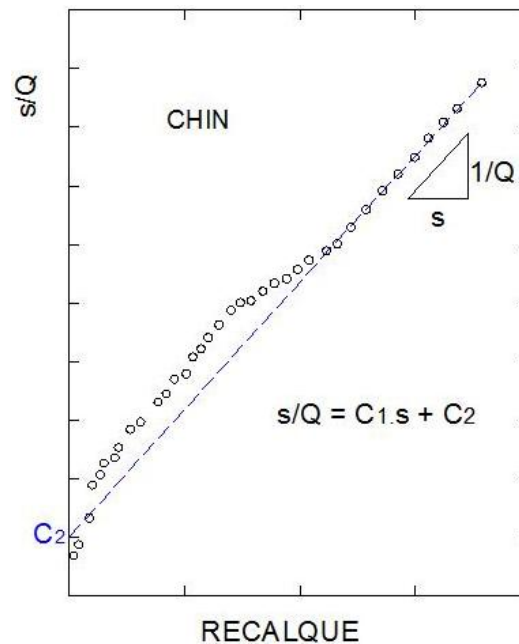


Figura 3.8 – Gráfico Logarítmico do método De Beer (1967)

No quarto e último grupo, que parte do ajuste do gráfico resultante do ensaio até se atingir uma formulação conhecida, os métodos que se enquadram estão descritos a seguir.

Este grupo, por se aproximar mais da recomendação de se utilizar interpretação através de formulação matemática, é o mais utilizado e o mais recomendado, porém, de acordo com Niyama *et al* (1996), a utilização destes métodos não elimina a interpretação pessoal, ficando passível de erros.

### 3.2.9. Chin (1971)

Este método considera que nas proximidades de ruptura, a curva “carga x recalque” seja hiperbólica. O gráfico é plotado em função do recalque dividido pela carga correspondente (“s” / “Q”), e o recalque “s”, Figura 3.9.

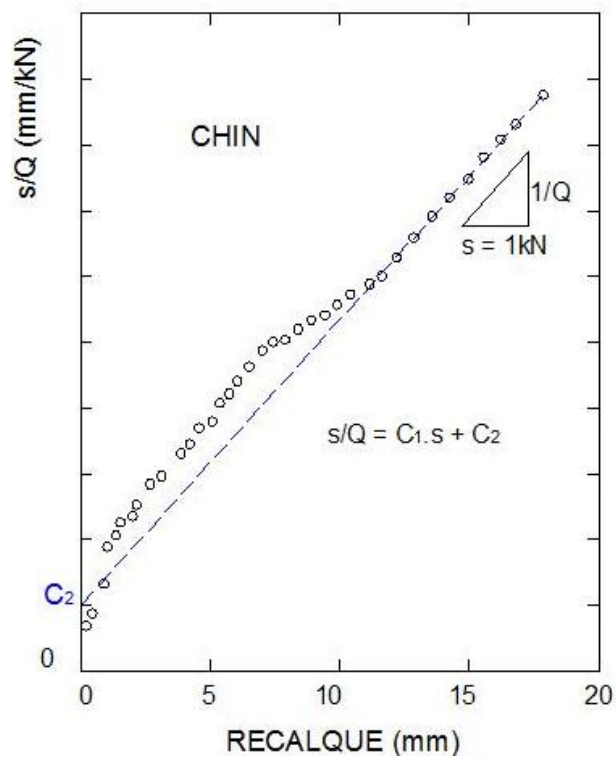


Figura 3.9 – Determinação da carga de ruptura segundo método de Chin (1971)

A carga de ruptura é o inverso do valor do coeficiente angular obtido no trecho reto.

$$Q_r = \frac{1}{C_1} \quad (3.5)$$

Sendo:

$C_1$  – Coeficiente angular do trecho reto;

$C_2$  – Intercepto no eixo das ordenadas;

$Q_r$  – Carga de Ruptura;

$s$  – Recalque

Este método foi desenvolvido para estágios de carga com tempos de aplicação constantes então, segundo Niyama *et al* (1996), este método não é adequado aos ensaios SML (ensaio com carregamento lento) de acordo com a norma brasileira NBR 12131 (2006).

### **3.2.10. Critério de Mazurkiewicz (1972)**

Neste critério a carga de ruptura é obtida por meio de construção gráfica. A partir da curva “carga x recalque” obtida, o eixo de recalques é dividido em intervalos iguais “ $\Delta s$ ” e, pelos pontos obtidos na curva, são traçadas retas verticais até encontrarem o eixo de cargas.

A partir dos valores encontrados de carga, são traçadas retas com inclinação de  $45^\circ$  com a horizontal, até encontrarem a reta correspondente a carga seguinte. Os pontos da intersecção entre as retas de  $45^\circ$  e as retas correspondentes as cargas são ligados formando outra reta que interceptará o eixo das abscissas. A carga de ruptura é a correspondente ao ponto desta reta, que interceptar o eixo das abscissas, segundo a Figura 3.10.

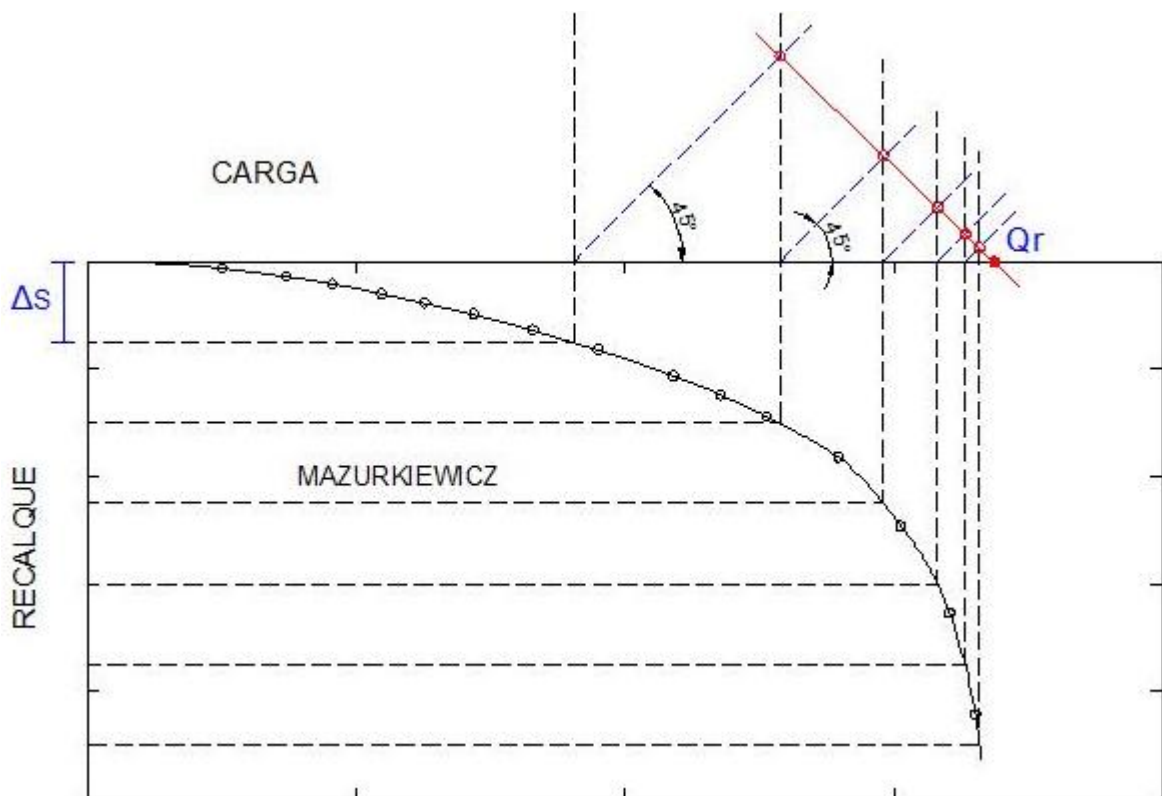


Figura 3.10 – Determinação da carga de ruptura pelo método gráfico de Mazurkiewicz (1972)

### 3.2.11. Critério de Van der Veen (1953)

Este método determina a carga de ruptura por tentativas. A partir de uma carga “ $Q_u$ ” adotada, são calculados os valores correspondentes de “ $\ln(1-Q/Q_u)$ ”, que são plotados no gráfico em função do recalque “ $s$ ”. São feitas novas tentativas até o gráfico resultante ser uma reta, então o valor “ $Q_u$ ” que originou a reta, corresponde a carga de ruptura, Figura 3.11.



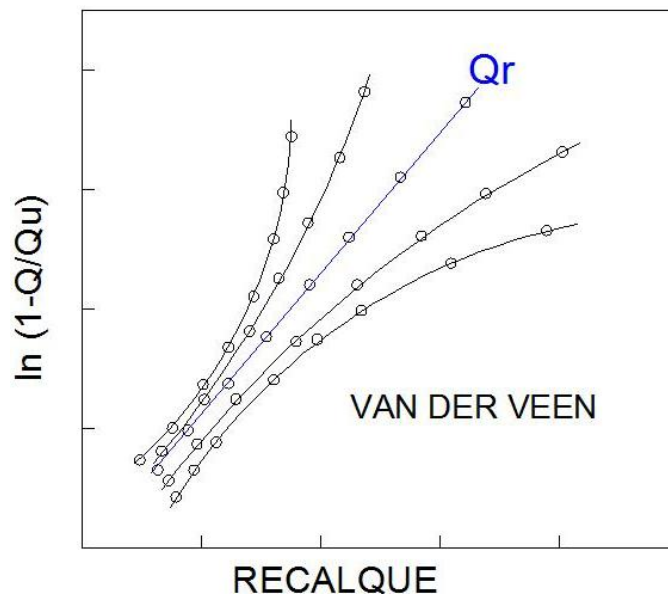


Figura 3.11 – Determinação da carga de ruptura pelo método gráfico de Van der Veen (1953)

Aoki (1989) afirma, através da experiência, que a curva carga vs recalque é bem representada pelo método, através da expressão:

$$Q = Q_{\max} (1 - e^{-\alpha \cdot s}) \quad (3.6)$$

Em que:

Q – Carga na ponta da estaca;

Q<sub>máx</sub> – Resistência última da estaca;

s – Recalque da estaca causado por Q;

$\alpha$  – Coeficiente que define a forma da curva “carga x recalque” (depende das características da estaca e da natureza do solo).

Aoki (1976, apud CINTRA & AOKI, 1999) propôs uma melhora da regressão, através da observação de que a reta não necessita obrigatoriamente de passar pela

origem do gráfico e propõe uma modificação da expressão de Van der Veen (1953) para:

$$Q = Q_{\max} \left( 1 - e^{-\alpha \cdot s - b} \right) \quad (3.7)$$

Em que “b” representa o intercepto, no eixo dos recalques, da reta obtida na escala semilogarítmica.

### **3.2.12. Critério de Massad (1986)**

Através de análises feitas aos métodos de Van der Veen (1953) e Mazurkiewicz (1972), Massad (1986) mostra que, matematicamente, eles são baseados nas mesmas premissas e, teoricamente, eles deveriam resultar em mesmos valores de carga de ruptura. Por este motivo, uma comparação entre os dois métodos seria totalmente desnecessária, já que são equivalentes. O detalhamento da comparação entre os dois métodos e as conclusões obtidas, podem ser analisados em Massad (1986).

Além disso, Massad (1986) propõe um novo método baseado nas mesmas premissas que os métodos comparados, mas menos trabalhoso do que o método Van der Veen (1953) e com uma precisão melhor do que o método Mazurkiewicz (1972).

O método se resume na equação:

$$Q_{n+1} = a' + b' \cdot Q_n \quad (3.8)$$

Que pode ser simplificada em:

$$Q_r = \frac{a'}{1-b'_n} \quad (3.9)$$

Considerando a equação 3.9, que representa uma série de valores de recalque igualmente separados ( $S_n$ ), e os seus valores associados de carga ( $Q_n$ ), podem ser plotados em um gráfico de “ $Q_{n+1} \times Q_n$ ”, através da equação 3.10, como ilustrado na Figura 3.12. O valor de carga de Ruptura ( $Q_r$ ) é encontrado na intersecção entre a linha dos valores plotados e uma linha traçada com  $45^\circ$  a partir do eixo do gráfico.

$$S_n = n.\Delta S \quad (3.10)$$

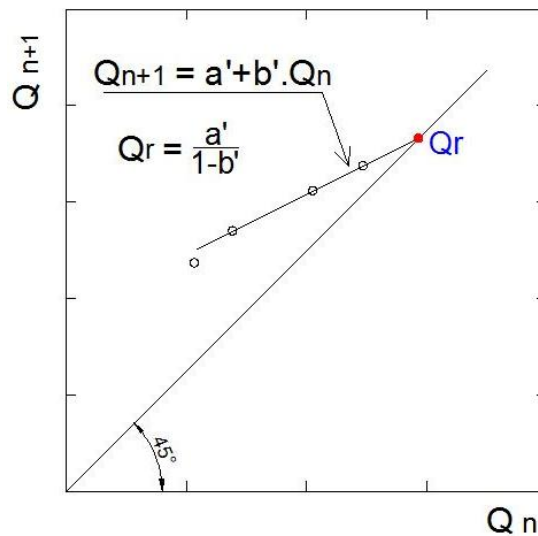


Figura 3.12 – Determinação da carga de ruptura pelo método Massad (1986)

Segundo Massad (1986), a vantagem desse método sobre o método de Mazuekiewicz (1972) é a sua precisão, e sobre o Método de Van der Veen (1953), é o menor tempo para a determinação da carga de ruptura. Além disso, esse método possibilita a previsão da carga de ruptura, durante o andamento da prova de carga.

Além dos métodos citados, para a avaliação dos resultados de provas de carga, também deve ser considerado o método da Rigidez, desenvolvido por Décourt na década de 1990, sendo este citado e recomendado por Fellenius (2009), para definir a capacidade de carga de estacas (MASSAD, 2008).

### **3.2.13. Conceito de Rigidez – Décourt (1996)**

O Conceito de Rigidez apresentado por Décourt (1996) conduz a resultados da carga limite através do Gráfico de Rigidez, que consiste em lançar em um gráfico a rigidez, definida pela equação a seguir, em função da carga correspondente ( $P_0$ ).

$$RIG = \frac{P_0}{y_0} \quad (3.11)$$

$P_0$  – Carga no topo da estaca;

$y_0$  – Recalque no topo da estaca.

O resultado desse gráfico está demonstrado na esquerda da Figura 3.12, que nada mais é do que uma curva que tende a uma linha, cuja extrapolação intercepta o eixo das abscissas. A regressão linear sobre a linha aparente (os últimos 5 pontos, no caso da Figura 3.13), determina esta linha.

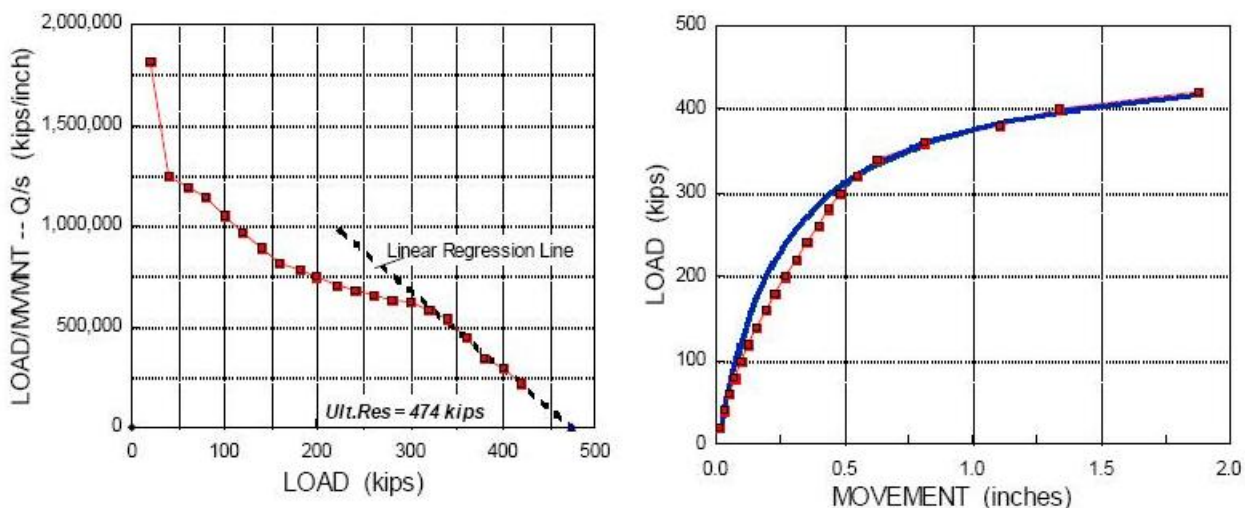


Figura 3.13 – Critério de Rigidez de Décourt (Fonte: FELLENIUS, 2009).

Segundo Fellenius (2009), a carga de ruptura convencional (correspondente a carga relativa a um recalque de 10% do diâmetro) é o valor de carga no qual, a linha de regressão intercepta o eixo das abscissas (no exemplo: 474kips). Na figura da direita da Figura 3.12, é demonstrada qual seria a curva “ideal” que pode ser calculada, e comparada com a curva real de “carga x recalque”, obtida no ensaio.

A “curva ideal” pode ser calculada de acordo com a equação:

$$Q = \frac{C_2 \cdot s}{1 - C_1 \cdot s} \quad (3.12)$$

E a carga de ruptura pode ser obtida pela equação:

$$Q_u = \frac{C_2}{C_1} \quad (3.13)$$

Onde:

- $Q_u$  – Carga de ruptura convencional;
- $Q$  – Carga aplicada;
- $s$  – Recalque;
- $C_1$  – Inclinação da reta de regressão;
- $C_2$  – Intersecção da reta de regressão com o eixo das ordenadas ( $y$ ).

Segundo Fellenius (2009), esse método tem a vantagem de poder ser usado quando o ensaio de prova de carga está sendo executado, permitindo o operador a observar a provável carga de ruptura quando a linha de regressão começar a ser projetada no gráfico.

Este método, segundo Massad (2008), comporta uma formulação matemática que tem mais o caráter de uma simulação. A versão original do método preconizava a definição da capacidade de carga de estacas extrapolando a reta ajustada ao trecho final da curva, citado por Fellenius (2009). Na versão atual, define o domínio de transferência de carga pela ponta e o domínio de transferência de carga pelo atrito lateral, definindo o limite superior e inferior do atrito lateral total na ruptura ( $A_{lr}$ ), além da capacidade de carga (carga total na ruptura).

De acordo com Melo (2009), estas informações são obtidas através de uma reta entre o ponto de regressão escolhido e a carga de ruptura convencional ( $Q_u$ ). A intersecção desta reta com o eixo das abscissas indica o limite inferior do domínio do atrito lateral ( $A_{li}$ ), como apresentado na Figura 3.14.

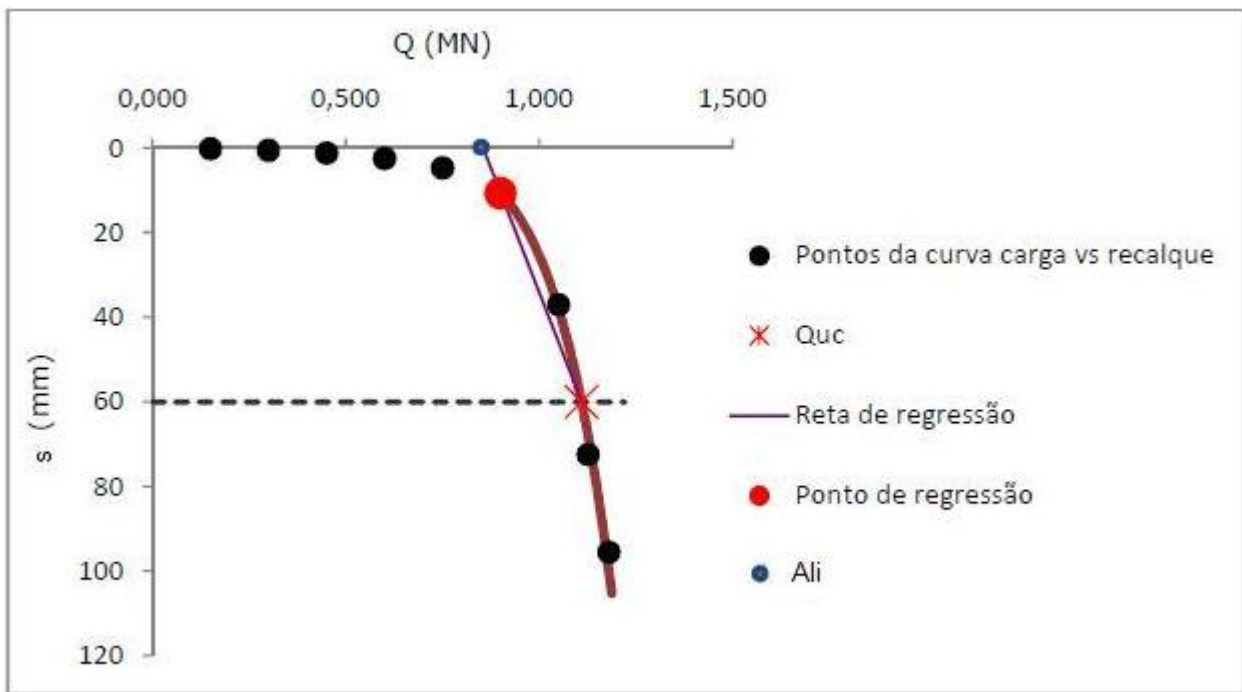


Figura 3.14 – Exemplo de análise pelo método de Rigidez de Décourt, 1996 (Fonte: MELO, 2009).

Ainda, segundo Melo (2009), para determinar o ponto de regressão, são estabelecidas correlações lineares entre “Log Q” e “Log r”. Estes coeficientes de correlação (R) são elevados ao quadrado para obter-se “R<sup>2</sup>”. Analisando os dados de carga e recalque em ordem decrescente, pode-se identificar uma alteração no comportamento da curva “carga x recalque” (através de uma redução de “R<sup>2</sup>”), que indica o ponto de regressão a ser adotado. Na maior parte das vezes este ponto está em torno de um recalque correspondente a 2% do diâmetro da estaca.

Na Figura 3.15 são representados a curva “carga x recalque” (formada por correlações lineares entre “Log Q” e “Log r”), os respectivos coeficientes de correlação (R<sup>2</sup>), o recalque elástico (s<sub>el</sub>) e a carga de ruptura convencional (Qu), obtida na curva “carga x recalque”, além de apresentar a equação de regressão (ponta e atrito).

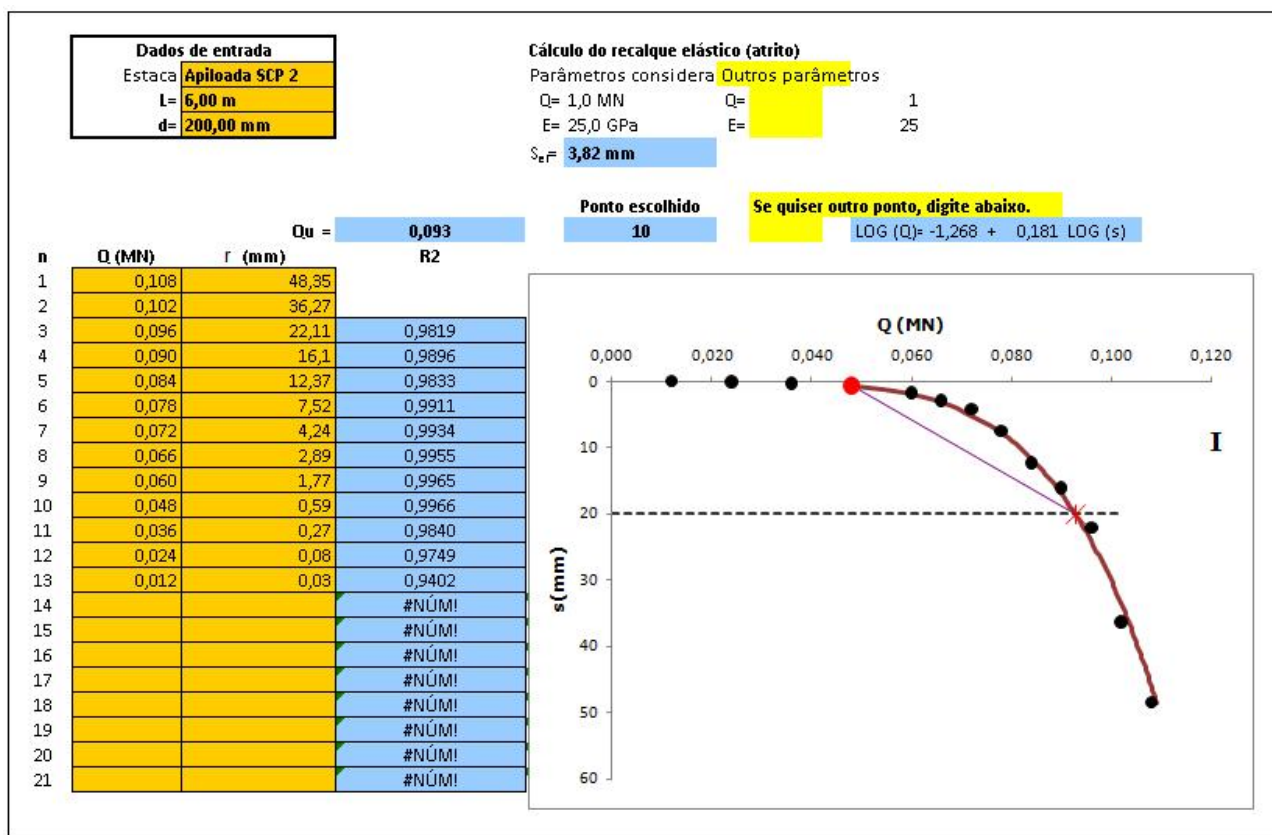


Figura 3.15 – Exemplo de escolha do ponto de regressão e determinação da carga de ruptura (Fonte: MELO, 2009).

A partir do ponto de regressão escolhido, a ponta deixa de preponderar e, neste ponto de transição, separa-se a parte do Gráfico de Rigidez correspondente ao domínio de resistência de ponta e ao domínio do atrito lateral. A transição pode incluir alguns pontos até iniciar o domínio do atrito lateral. De acordo com Décourt (2008), em provas de carga levadas a grandes carregamentos, o gráfico de Rigidez indica claramente os domínios de ponta e de atrito lateral, como na Figura 3.16.



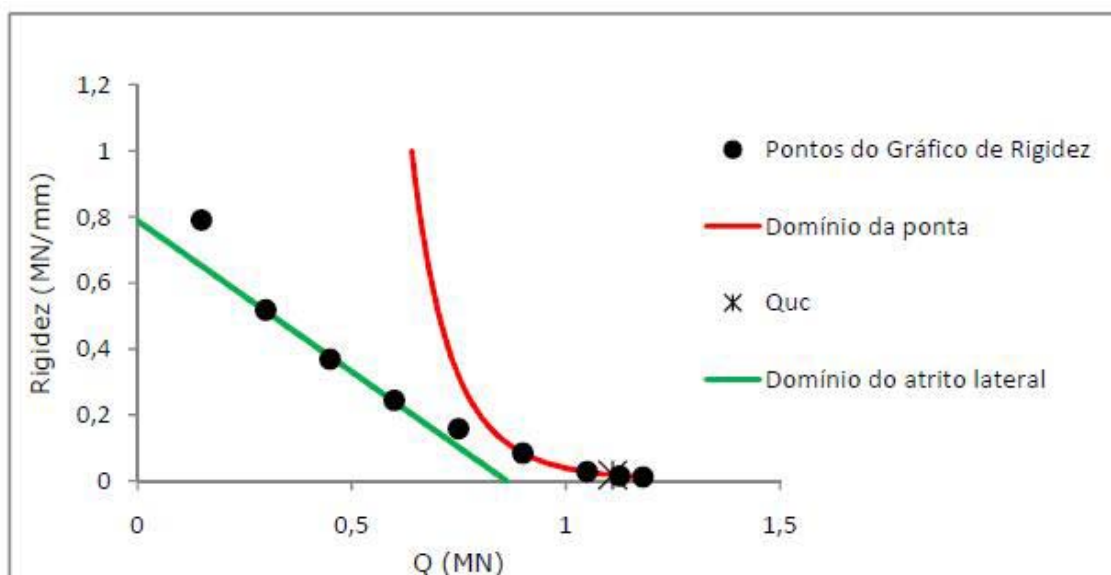


Figura 3.16 – Domínio de ponta e atrito lateral: Gráfico de Rigidez (Fonte: MELO, 2009).

Para definir os pontos dos domínios de ponta e atrito lateral, adota-se a correlação que abrange o maior número de pontos do gráfico e o maior valor de “ $R^2$ ”, como ilustrado na Figura 3.17. Segundo Décourt (2008), dados de boa qualidade apresentam coeficientes de correlação iguais ou superiores a 0,99.

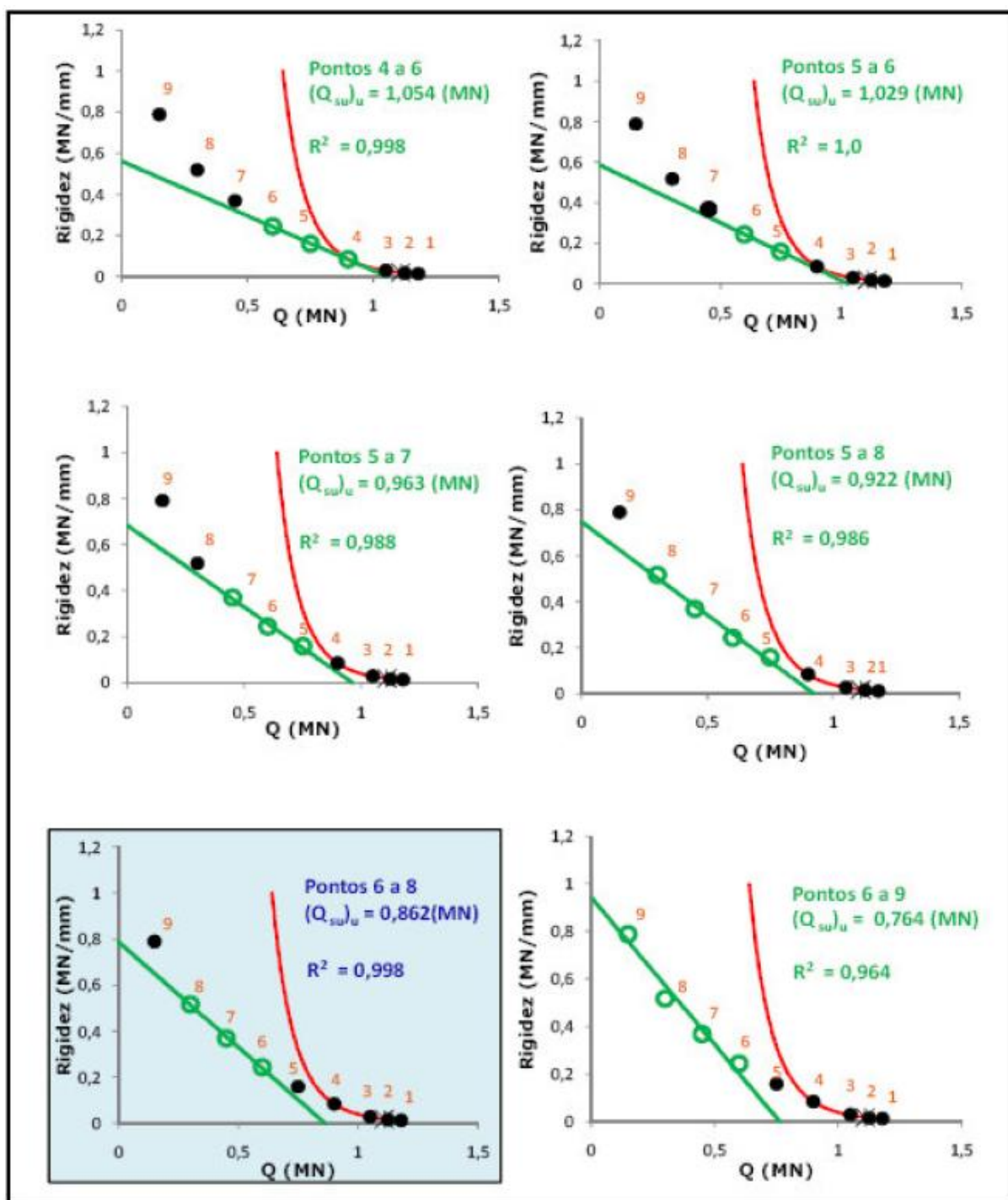


Figura 3.17 – Análise de correlações para definir os pontos de domínios (Fonte: MELO, 2009).

Após a identificação dos domínios de resistência de ponta e atrito lateral, é gerado um gráfico representando o atrito lateral, ilustrado na Figura 3.18. No gráfico, os três pontos indicados correspondem ao recalque igual à 10mm, ao recalque igual à 10% do diâmetro e ao recalque igual à 100mm. O limite superior do atrito lateral ( $A_{ls}$ ) é a carga correspondente ao deslocamento referente a 10% do diâmetro, no gráfico “carga x recalque”.

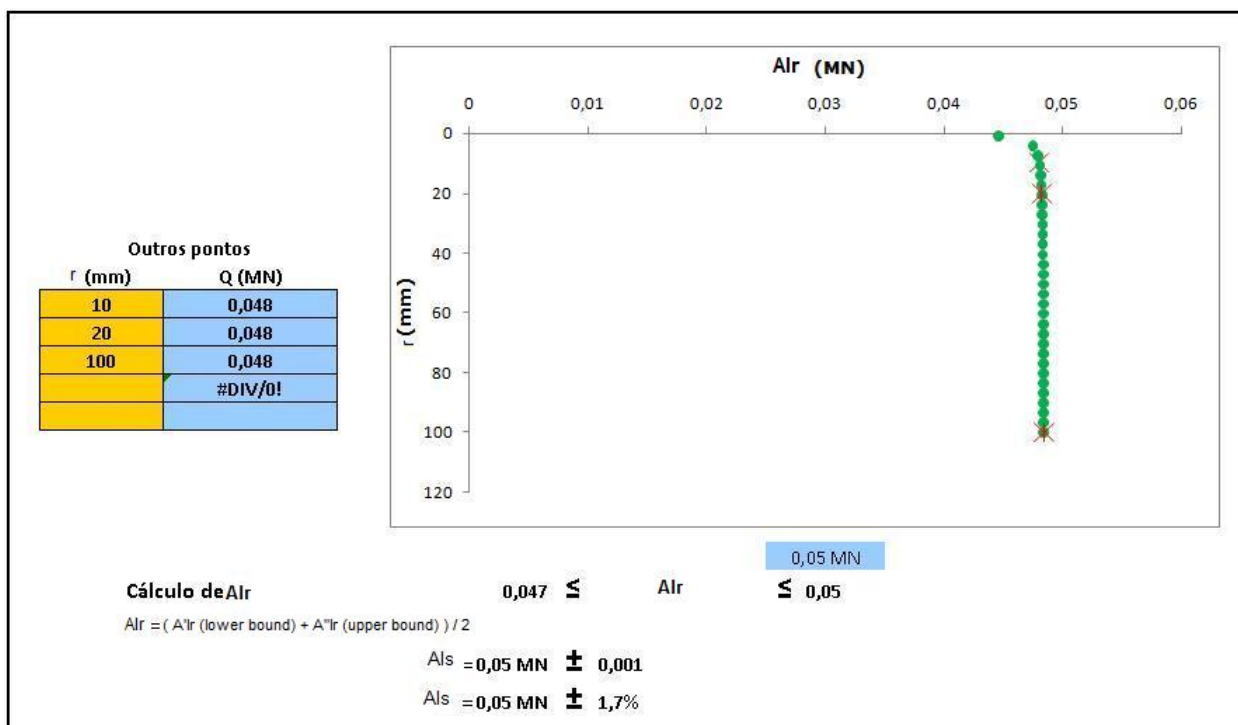


Figura 3.18 – Exemplo de gráfico de atrito lateral (Fonte: MELO, 2009).

Então, é desenvolvido o gráfico que representa a curva “carga x recalque” gerado através das equações de regressão, obtidas a partir do Gráfico de Rigidez, e que apresentam os limites do domínio do atrito lateral ( $A_{li} < A_{lr} < A_{ls}$ ), ilustrado na Figura 3.19.

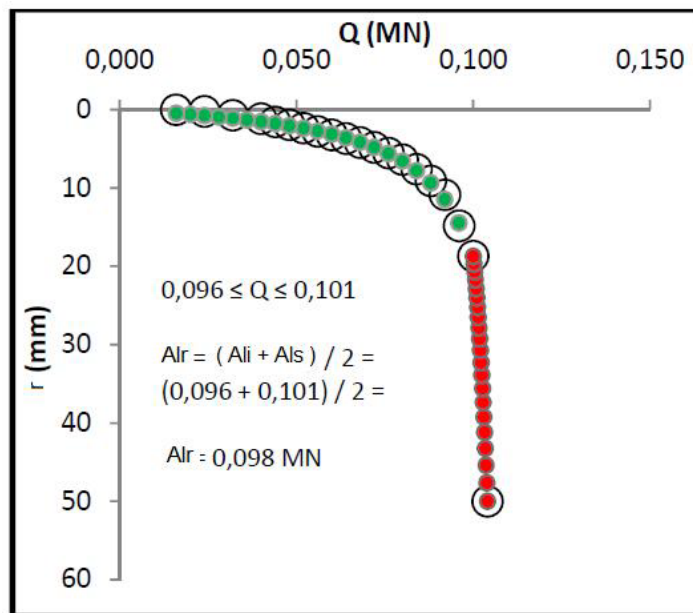


Figura 3.19 – Carga x Recalque: domínio de ponta e atrito lateral (Fonte: MELO, 2009).

Sendo:

$A_{li}$  – Limite inferior (“lower bound”);

$A_{ls}$  – Limite superior (“upper bound”).

#### **4. MATERIAIS E MÉTODOS**

A parte experimental deste trabalho se resume na cravação de 12 estacas do tipo “Mega” de concreto, no Campo Experimental da UNESP de Bauru, sendo 6 com o comprimento de 6 m e 6 com o comprimento de 8 m.

Para que isso pudesse ocorrer, foi preciso ampliar a área experimental do Campo com a execução de novas estacas apiloadas, que serviram de reação na cravação das estacas “Mega” e na execução das provas de carga.

Além disso, para verificar a influência do colapso na capacidade de carga deste tipo de fundação, implantada em solos colapsíveis (como o de Bauru), foram realizadas provas de carga (do tipo rápida), de forma que em metade das estacas de cada comprimento, as provas foram realizadas com o solo em umidade natural, e na outra metade das estacas, foram realizadas provas de carga com o solo previamente inundado.

Dessa forma, 3 estacas de comprimento 6m e 3 estacas de comprimento 8m foram ensaiadas com o solo em umidade natural e, nas outras 3 estacas de 6m e de 8m, as provas de carga foram realizadas com o solo previamente inundado, tornando possível a análise da perda de carga por colapso em função do comprimento deste tipo de fundação.

Os detalhes da execução das estacas e dos ensaios estão descritos no item “Execução”.

#### **4.1. Campo Experimental: UNESP - Bauru**

A cidade de Bauru está localizada no centro do estado de São Paulo (Figura 4.1), e a localização do campo experimental em relação à cidade está demonstrada na Figura 4.2.



Figura 4.1 - Localização da cidade de Bauru no estado de São Paulo



Figura 4.2 - Localização do campo experimental da UNESP – Bauru, em relação à cidade (Fonte: GOOGLE, 2008)

A UNESP, Câmpus de Bauru, destinou em 1991, uma área de aproximadamente 52.000 m<sup>2</sup> (em mata natural de cerrado), para a implantação de um campo experimental do Departamento de Engenharia Civil, em local desprovido de qualquer infraestrutura (FERREIRA *et al*, 1996). Por esse motivo, foi feito um estudo que pudesse promover a utilização racional da área preservando ao máximo a flora e a fauna existentes.

Em 1995, a FAPESP, através de programa destinado a melhoria de infraestrutura, permitiu a instalação de condições mínimas para a utilização deste Campo e realização de pesquisas, como a extensão da rede elétrica, instalação de água, levantamento topográfico, projeto e construção de uma edificação de “apoio”,

provida de banheiro e local para depósito de equipamentos e a colocação de marcos referenciais, como cotas e coordenadas.

Ainda, de acordo com Ferreira *et al* (1996), os primeiros ensaios realizados nesta área (SPT-T e CPT), indicaram uma anomalia no solo, mostrando que o mesmo não era representativo do solo da região de Bauru. Por isso, foi preciso realizar outras investigações dentro da área destinada ao Campo Experimental, até ser encontrada outra região (dentro do próprio Campo), que tivesse o solo representativo.

Neste Campo Experimental foram executados ensaios de provas de carga sobre placas e em estacas, em verdadeira grandeza, através a aplicação de cargas com utilização de macaco, extensômetros mecânicos e sistema de reação, possibilitando a obtenção de parâmetros confiáveis para projetos de fundações. As investigações geotécnicas, decorrentes da execução dos trabalhos de pesquisas elaborados desde sua implantação, contemplam dados extensos sobre o solo local.

Maiores dados sobre o campo experimental, assim como os resultados obtidos em pesquisas feitas no local, podem ser observados em Cavalcante *et al* (2006).

#### **4.1.1. Caracterização Geológica**

De acordo com Cavalcante *et al.* (2006), o município de Bauru esta inserido no Planalto Arenítico-Basáltico do Estado de São Paulo (Planalto Ocidental), que pertence a Bacia Sedimentar do Paraná. A formação geológica regional é composta das rochas do Grupo Bauru (Cretáceo Superior), que recobre as rochas vulcânicas da Formação Serra Geral, aflorante em direção ao rio Tietê.



Segundo Soares *et al.* (1979), a área onde está localizado o município apresenta as Formações Marília (nas cotas acima de 540 m em relação ao nível do mar), e Adamantina (nas cotas mais baixas).

De acordo com Ferreira *et al.* (1996), a Formação Marília é composta por arenitos, conglomerados e lamitos, intercalados entre si. Esta Formação aflora por toda a região, ocupando topograficamente as cotas mais altas (em média, cotas superiores a 540 m). A espessura máxima encontrada na região é da ordem de 80 a 90 m.

A Formação Adamantina possui arenitos de granulação média a fina, siltitos arenosos micáceos, arenitos micáceos, argilitos e arenitos conglomeráticos. Sua espessura é muito variável em função das irregularidades topográficas do substrato, porém sua espessura máxima, na região, é de 200 m (FERREIRA *et al.*, 1996).

Ainda de acordo com Cavalcante *et al.* (2006), no Campo Experimental da UNESP/Bauru predomina rochas sedimentares da Formação Marília, posteriormente submetidas a processos de morfogênese e pedogênese. Desta forma, o perfil deve refletir características de rochas sedimentares, como a alternância em camadas, e as transformações destes materiais pelos processos de pedogênese e morfogênese, como o amolecimento pela migração de água em regiões de fratura, recobrimento por solos coluviais em diversas fases, entre outros.

#### **4.1.2. Caracterização Geotécnica**

A caracterização em laboratório dos solos que ocorrem no Campo Experimental da UNESP/Bauru foi feita a partir da abertura de um único poço exploratório com

retirada de amostras deformadas e indeformadas, de metro em metro, até 20 m de profundidade. Os resultados podem ser observados em Cavalcante *et al.* (2006).

Além disso, também foram executados ensaios de compressão edométrica para os corpos de prova correspondentes a 1, 2, 3 e 4 m de profundidade, em termos de curvas médias de três ensaios para cada profundidade. Através dos resultados, observa-se um aumento da rigidez com o aumento de profundidade, que pode ser observado em Agnelli (1997).

Yamada (1999), realizou ensaios de cisalhamento direto, do tipo adensado-rápido, em corpos de prova talhados de amostra indeformada, coletada a 1m de profundidade, na umidade natural e após inundação, com tensões verticais iguais a 27,8, 55,6 e 111,1 kPa. Através dos resultados (que podem ser observados em Yamada, 1999), observa-se que, para a amostra na umidade natural, o ângulo de atrito interno foi de 30,1°, e reduziu com a inundação para 25,1°. O intercepto de coesão determinado para o ensaio na umidade natural foi de 27,9 kPa, e reduziu com a inundação para 1,2 kPa.

Foram executados ensaios de sondagens de simples reconhecimento (SPT e SPT-T), de penetração contínua (CPT). Os valores médios dos resultados dos ensaios SPT-T e CPT, realizados no campo experimental, são mostrados na Figura 4.3, retirada de Ferreira (1998). Ainda, de acordo com o autor, para a obtenção dos valores de  $q_c$  e  $f_c$ , de metro em metro, efetuou-se uma interpolação linear entre os valores imediatamente acima e abaixo da cota inteira, na profundidade pesquisada.

$q_{c_{med}}$ (kPa)	$f_{c_{med}}$ (kPa)	$T_{med}$ (N.m)	$N_{med}$	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Z ( m )
		14,2	2,7		1
2065	23,5	18,4	2,3		2
2247	37,6	22	3		3
2612	45,5	29,4	4		4
2935	35,2	31,5	3,7		5
3188	46,9	39,3	5,7		6
3055	36,2	42,2	7,3		7
4400	75,1	47,1	7		8
5778	73,6	58,4	8,3		9
5075	104,8	57,1	7,7		10
6500	115	68,5	11,3		11
7225	158,8	93,3	13		12
7433	215	107	12,3		13
8000	192,5	206	15,7		14
9175	294,2	240	16,3		15
9211	312,2	207	16		16
8100	298,1	273	21		16,9
7753	262,1	370	23	Argila siltosa, rija	17,8
8600	361,5	323	21,7	Areia fina argilosa	19
10400	359,2	253	21	mediana <sup>te</sup> compacta a compacta, vermelha	20

Figura 4.3 - Perfil geotécnico típico do campo experimental (Fonte: FERREIRA, 1998)

O perfil obtido é típico de solo residual de arenito, constituído por camadas de areia fina argilosa de SPT crescente, de forma praticamente linear com a profundidade. De acordo com Ferreira (1998), o nível d'água não foi encontrado até o limite dos furos de sondagem.

A Figura 4.4 apresenta a área do campo experimental e o local onde já foram executados diversos ensaios.

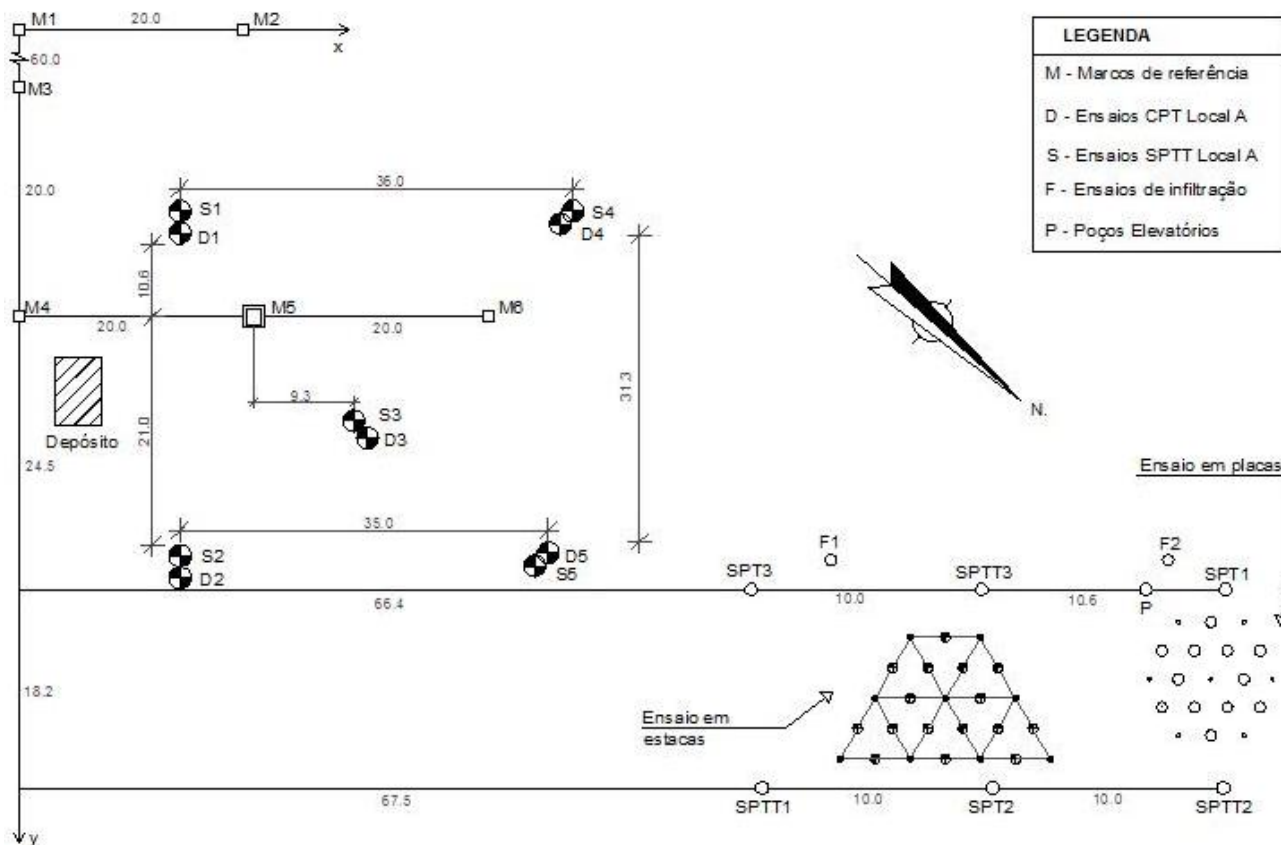


Figura 4.4 – Implantação do campo experimental (sem escala)

## 4.2. Execução

### 4.2.1. Ampliação do campo experimental

Para a viabilização do projeto foi necessário efetuar uma ampliação da área onde se encontram implantados os diversos elementos de fundações, inseridos no

campo experimental, situado no Campus da UNESP de Bauru. As pesquisas realizadas no campo estão descritas em Cavalcante *et al.* (2006).

Assim, foram executadas mais 5 novas estacas apiloadas, para servir de reação aos ensaios, de maneira a continuar com a mesma disposição da distribuição das estacas existentes, o que possibilitou o maior aproveitamento do espaço útil do campo experimental.

A estaca apiloadada é feita com o mesmo equipamento que a estaca Strauss ilustrado na Figura 4.5, mas com processos executivos diferentes. Na estaca apiloadada, não é utilizado o revestimento metálico e a sua execução consiste na simples queda do soquete para a abertura do fuste, sem a retirada do solo em qualquer etapa.



Figura 4.5 – Equipamento para execução de estaca apiloadada.



As estacas foram executadas com soquete de 480 kg e 0,23 m de diâmetro, com o intuito de deixar as estacas com diâmetro útil acabado de 0,25 m, e com profundidade de 10 m, armadas ao longo de toda a profundidade.

Juntamente com a armadura de tração, foi deixada uma barra de espera tipo Dywidag de 32 mm de diâmetro representada na Figura 4.6, sendo que 0,50 m dessa barra foram deixados fora da parte a ser concretada, para que o sistema de reação pudesse ser preso posteriormente, transferindo os esforços de tração à estaca apiloada.



Figura 4.6 – Armadura de tração deixada em espera

Na concretagem dessas estacas foi utilizado concreto usinado com fck 20 MPa.

#### 4.2.2. Cravação das estacas mega

Após a execução das estacas de reação do tipo apoiada, o sistema de reação foi montado, para servir de apoio aos esforços exercidos pelo equipamento hidráulico da execução das estacas Mega.

O sistema de reação, representado nas Figuras 4.7 e 4.8, foi feito com uma viga de perfil "I", fixada nas estacas apoiadas através de barras de aço deixadas em espera, que prenderam a viga em peças metálicas. Essas peças, tipo "travessero", são responsáveis em transferir os esforços de tração, aplicados na viga, às estacas apoiadas, além de estabilizarem o sistema.

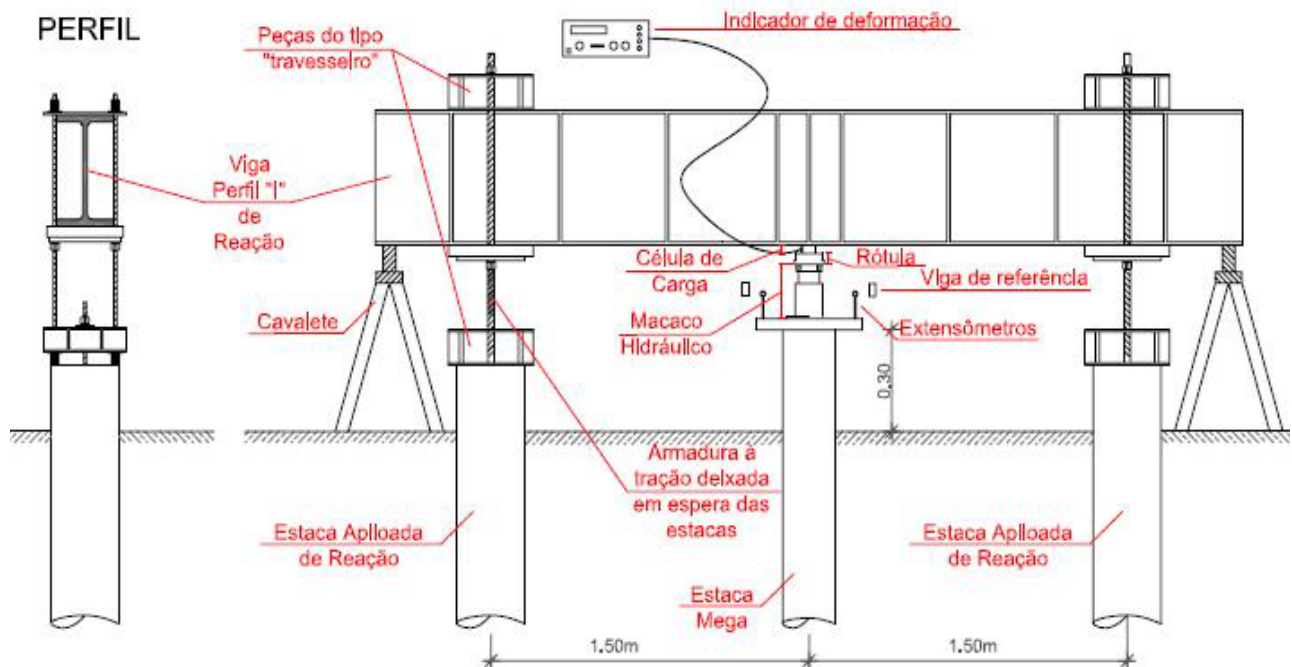


Figura 4.7 – Ilustração do sistema de reação



Figura 4.8 – Foto do sistema de reação

Com um auxílio de um pórtico com rodas, indicado na Figura 4.8, foi possível movimentar o sistema de reação, conforme a necessidade, para a execução das estacas “Mega”.

Essas estacas são cravadas com um equipamento hidráulico que exerce força na viga, como mostrado na Figura 4.9, “empurrando” os segmentos de estaca para baixo (que são sobrepostos uns aos outros conforme a cravação), até ser encontrada profundidade pré-definida ou, em casos de obra de reforço de fundações, até ser encontrada reação suficiente para o peso próprio da estrutura, desde que a capacidade do macaco hidráulico atinja essa carga.





Figura 4.9 – Cravação de estacas “Mega”, equipamento reage contra a viga.

Inicialmente, seriam executadas 12 estacas “Mega”, sendo 6 delas com profundidade de 6 m, e 6 com profundidade de 8 m, seguindo a locação da Figura 4.10. Porém, na execução das estacas, 3 das estacas que teriam 8 m, perderam sua capacidade de carga na cravação (E19, E21A e E21B), fato que pode ter ocorrido devido ao rompimento do concreto dos segmentos ou ao desvio das estacas. As cargas e comprimentos atingidos nessas estacas estão apresentados no item 5.

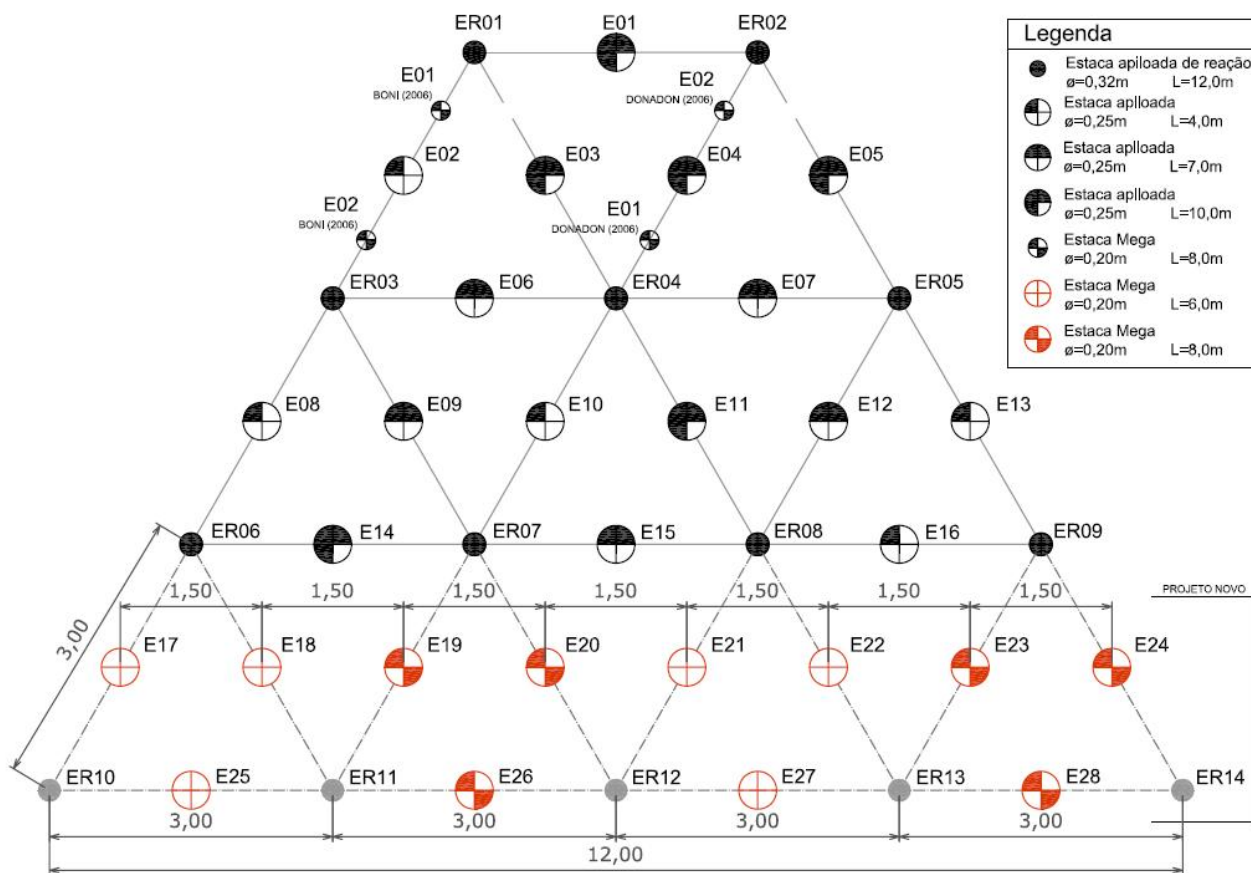


Figura 4.10 – Localização das estacas, que seria seguida inicialmente.

Assim, no total foram executadas 15 estacas “Mega”, sendo 6 de 6 m de comprimento, 3 que não foram utilizadas nos ensaios (devido à perda de carga na cravação) e 6 estacas com 8 m de profundidade, com a finalidade de permanecer com o projeto original de se ensaiar 6 estacas de cada comprimento.

Como o projeto inicial, de ampliação da área de ensaio das estacas, já estava realizado e não havia possibilidade de executar novas estacas apiloadas para servir de reação, foi preciso realizar uma mudança na localização original das estacas “Mega”, resultando na disposição ilustrada na Figura 4.11.

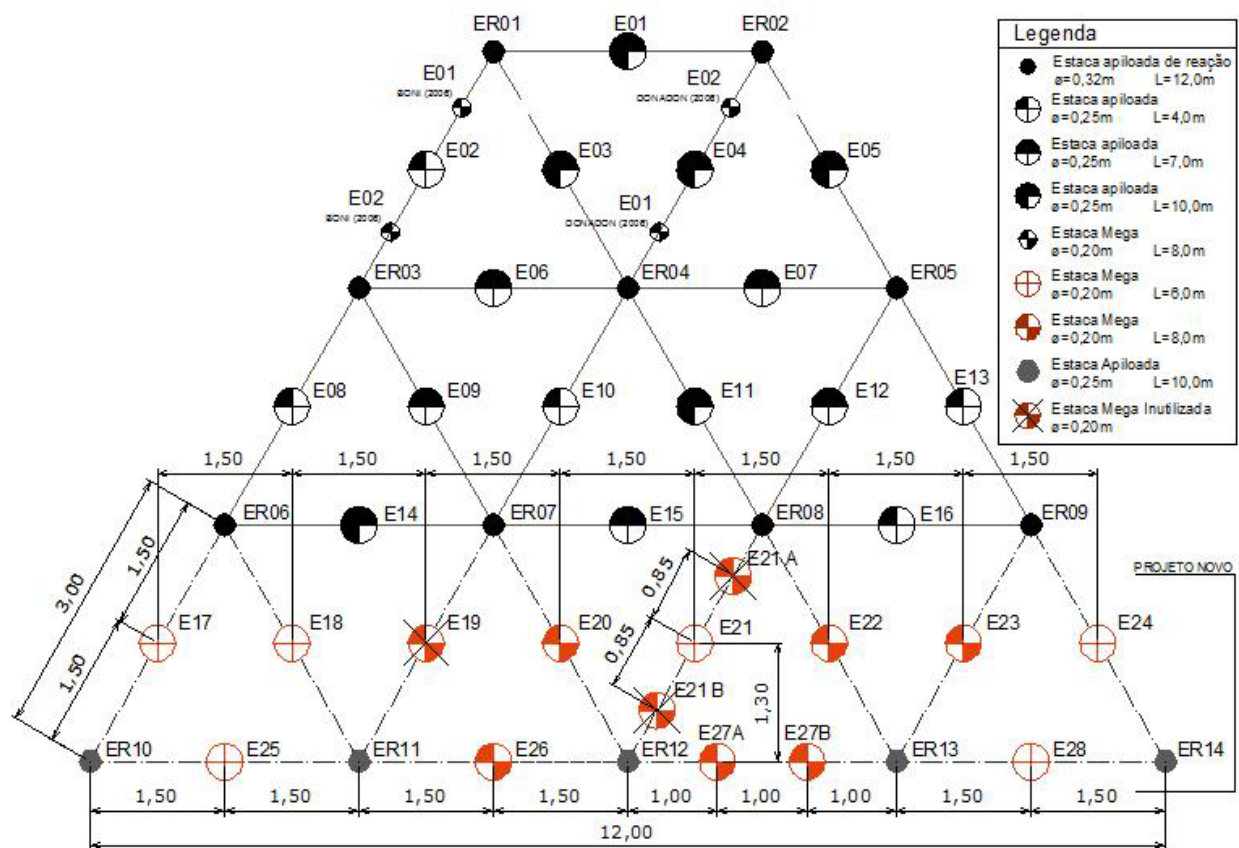


Figura 4.11 – Localização final das estacas executadas

Por esse motivo e, apesar de estar fora de especificação da NBR 12131, fez-se necessário a cravação de duas estacas “Mega” onde haveria espaço para apenas uma, considerando o espaçamento mínimo previsto, entre as estacas ensaiadas e as de reação, de um metro e meio.

Devido às perdas de carga na cravação das estacas E19, E21A e E21B, fez-se necessário inundar o solo durante a cravação das estacas restantes, para evitar a perda de carga de mais estacas, impossibilitando a continuidade dos ensaios como planejado. Portanto, algumas das estacas foram cravadas com solo inundado.

A quantidade de água absorvida pelo solo não foi registrada, porém foi deixada uma mangueira aberta com água corrente por 5 dias.

Na cravação das estacas, foi medida a carga exercida pelo macaco hidráulico para cravar cada segmento de concreto no solo, e os resultados estão ilustrados no próximo item. Os segmentos utilizados para a execução das estacas foram do tipo maciço, sem encaixe, de concreto simples com 0,20 m de diâmetro e 0,50 m de comprimento. Esses segmentos foram simplesmente justapostos uns sobre os outros, sem qualquer tipo de argamassa ou encaixe.

#### **4.3.3. Provas de carga:**

Os ensaios de prova de carga executados foram do tipo “rápido”, seguindo os preceitos da NBR 12131 (2006), com exceção da distância mínima entre as estacas E21, E27A e E27B, prevista nesta norma.

Para a realização das provas, foi utilizado:

- ✓ Uma célula de carga para 500kN;
- ✓ Um indicador de deformações, conectado à célula de carga;
- ✓ Um macaco hidráulico com capacidade de 500 kN;
- ✓ Perfis metálicos;
- ✓ Extensômetros mecânicos com precisão de 0,01mm e curso total de 100mm;
- ✓ Cronômetros;
- ✓ Hidrômetros.

As provas de carga foram divididas em duas etapas, uma com o solo em umidade natural, outra com o solo previamente inundado, porém, todas seguiram os mesmos procedimentos executivos para a obtenção dos resultados.

Com o sistema de reação montado sobre a estaca a ser ensaiada, os perfis metálicos foram fixados no solo a uma distância de, no mínimo, um metro e meio (1,5m) do eixo da estaca ensaiada e da estaca de reação, de acordo com a NBR 12131 (2006), para servirem de apoio e fixação para as bases dos extensômetros.

Então, uma placa metálica foi posicionada no topo da estaca, de maneira a aumentar a área da mesma para que os cursores dos extensômetros pudessem ser apoiados, um em cada extremidade, simetricamente, no eixo ortogonal da estaca ensaiada, seguindo recomendações da NBR 12131 (2006). A Figura 4.12 mostra uma vista do sistema montado, na qual se observa os perfis metálicos (metalon), as bases magnéticas, a disposição dos relógios, o cilindro hidráulico empregado, dentre outros.



Figura 4.12 – Vista geral do sistema montado na prova



O cilindro do macaco hidráulico foi posicionado no eixo da placa metálica, que teve o seu eixo coincidente com o eixo da estaca, de maneira a não permitir que os esforços fossem aplicados fora do centro da estaca.

Além disso, em cima do êmbolo do cilindro hidráulico, foi posicionada uma rótula com o objetivo de evitar que algum esforço pudesse causar desestruturação do sistema, aumentando a segurança do ensaio.

A célula de carga foi posicionada sobre a rótula e conectada, por cabo, a um indicador de deformações (Figura 4.13), e foi aferida no Laboratório de Estruturas da UNICAMP, dia 03 de novembro de 2008 e, as leituras realizadas através do indicador foram transformadas em carga, de acordo com a curva de calibração, Figura 4.14.

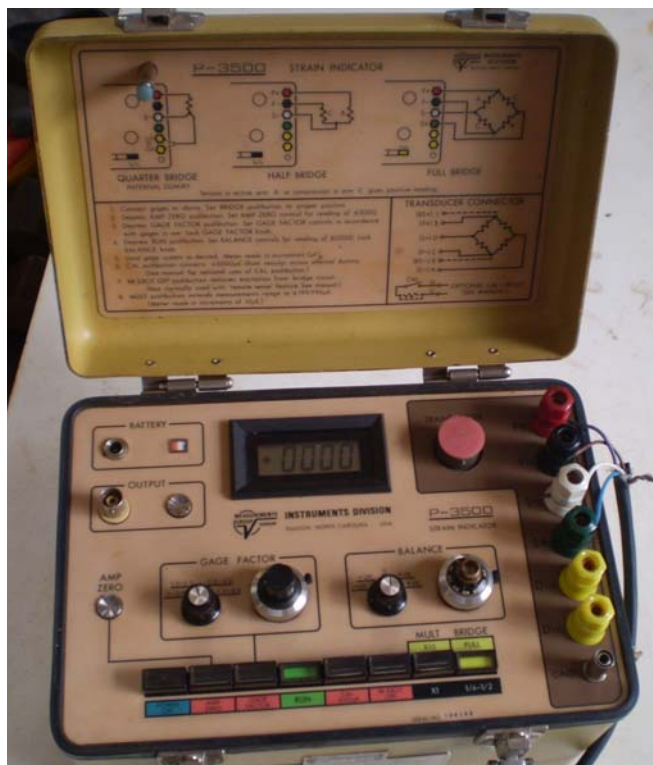


Figura 4.13 – Indicador de deformações conectado à célula de carga

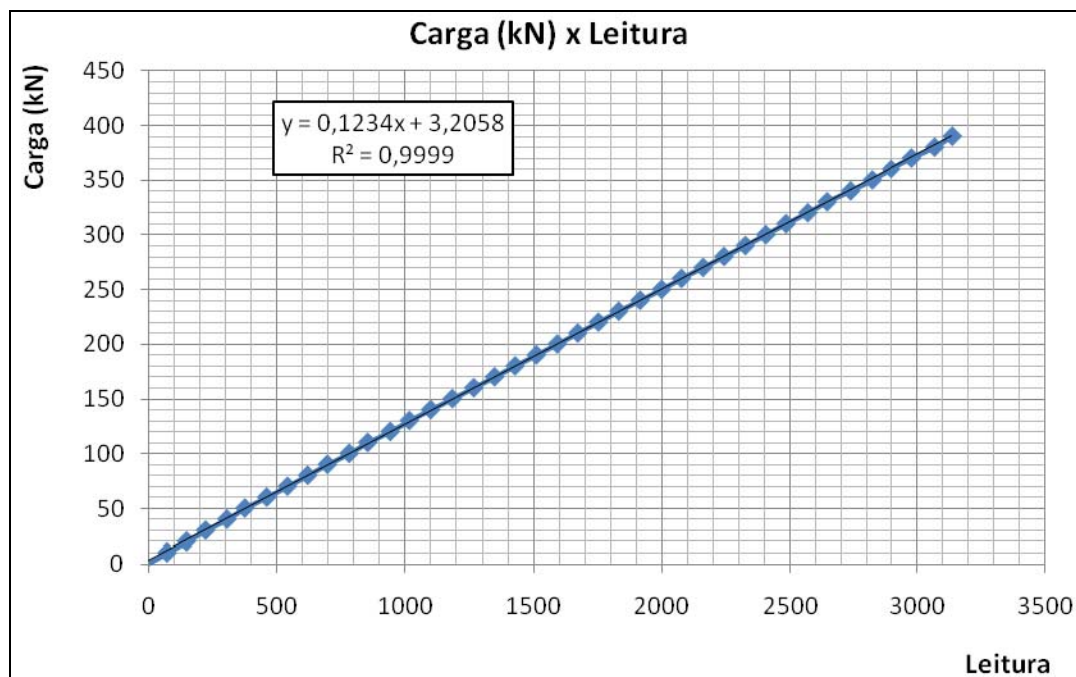


Figura 4.14 – Curva de calibração da célula de carga

A prova de carga realizada com o solo previamente inundado (por 48 horas) tem como acréscimo em sua maneira executiva a inundação do solo antes dos ensaios, que foi feita através da abertura de valas ao redor das estacas, com aproximadamente 0,20m de profundidade e com distância do eixo da estaca até a largura da vala de 0,50m, ficando com dimensões aproximadas de 1,00 x 1,00 x 0,20 m.

No canto externo de cada vala foram feitos drenos, com profundidades em que se achou suficiente para a completa inundação do solo, ao redor das estacas as quais estavam próximos. O seu interior foi preenchido por brita "0" (pedrisco), assim como o fundo de cada vala, de maneira a aumentar a eficiência da drenagem, garantindo que a umidade alcançasse toda a profundidade das estacas ensaiadas.

A Figura 4.15 representa a planta de locação das estacas, na qual são destacados os drenos e as valas executadas. A Figura 4.16 retrata um detalhe da prévia inundação da estaca.

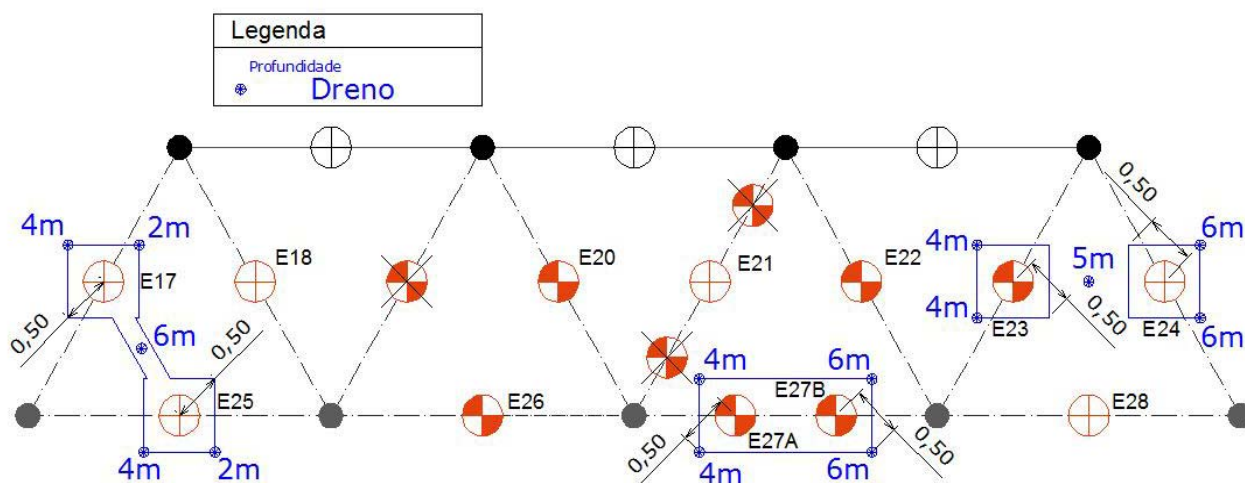


Figura 4.15 – Locação dos drenos e das valas para a inundação do solo.



Figura 4.16 – Detalhe das valas e dos drenos ao redor das estacas.



“Bóias” foram instaladas nas extremidades das mangueiras com o intuito de não permitir que a água transbordasse das valas. Se as valas se enchessem as “bóias” fechariam as saídas de água.

Para controlar a quantidade de água que foi absorvida pelo solo em cada “inundação”, foram instalados dois hidrômetros antes da saída das mangueiras que abasteceram as valas. A Figura 4.17 realça os hidrômetros instalados e o sistema de derivação empregado para abastecimento das valas de inundação das estacas.



Figura 4.17 – Controle do volume de água absorvido pelo solo

A inundação ocorreu previamente aos ensaios, sendo cessada quando a prova de carga se iniciou em cada estaca ensaiada com esse tipo de solo. Os dados obtidos nos hidrômetros estão apresentados no item a seguir.

## 5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados das provas de carga realizadas nas estacas Mega de 6 e 8 metros de comprimento. Na Tabela 5.1 são representados os dados de campo, provenientes da cravação das estacas ensaiadas.

Tabela 5.1 – Dados da cravação: estacas “Mega”

ESTACA	DATA	INÍCIO	TÉRMINO	TEMPO	CARGA (kN)	PROF (m)	OBS
E 25	21/10/08	17:27	20:20	2:53	428,94	6m	
E 17	22/10/08	9:48	11:30	1:42	408,45	6m	
E 18	22/10/08	14:00	14:46	0:46	283,32	6m	
E 19	22/10/08	15:53	17:30	1:37	295,42	6,25m	ROMPEU
E 20	23/10/08	7:56	9:14	1:18	327,75	8m	
E 26	23/10/08	10:24	11:48	1:24	366,00	8m	
E 21A	23/10/08	14:24	15:34	1:10	311,21	6,75m	ROMPEU
E 21B	23/10/08	15:49	17:10	1:21	332,68	7,75m	ROMPEU
E 21	24/10/08	7:56	9:05	1:09	218,17	6m	
<b>24/10/08</b>		<b>Início Inundação do solo:</b>				<b>09:30</b>	
E 27B	29/10/08	14:49	15:47	0:58	163,75	8m	
E 27A	29/10/08	15:49	16:43	0:54	116,49	8m	
E 22	29/10/08	17:40	18:32	0:52	186,21	8m	
E 23	30/10/08	9:25	11:58	2:33	296,03	8m	
E 24	30/10/08	14:26	15:05	0:39	186,08	6m	
E 28	30/10/08	16:04	16:43	0:39	136,85	6m	

As datas, número de estágios, duração, carga máxima atingida, deslocamento máximo alcançado e o tipo das provas de carga, com solo em umidade natural ou inundado, estão descritos na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Dados de execuções das provas de carga.

Estaca	L (m)	Condição do solo	Data	Duração da Prova	Nº Estágios	Carga Máxima (kN)	Deslocamento Máximo (mm)
E 17	6	Inundado	14/11/08	06:45	32	134,40	71,87
E 24	6	Inundado	17/11/08	07:49	24	100,80	60,98
E 25	6	Inundado	14/11/08	07:15	35	147,00	52,49
E 18	6	Natural	09/11/08	08:55	39	273,00	71,60
E 21	6	Natural	08/11/08	06:00	24	168,00	71,90
E 28	6	Natural	06/11/08	06:30	16	112,00	62,77
E 28	6	Natural	22/07/09	06:10	14	98,00	56,33
E 20	8	Natural	08/11/08	07:19	21	210,00	42,70
E 22	8	Natural	09/11/08	07:10	20	200,00	54,97
E 26	8	Natural	07/11/08	06:49	18	180,00	73,82
E 23	8	Natural	22/07/09	04:40	28	280,00	67,00
E 23	8	Inundado	16/11/08	07:45	38	228,00	48,09
E 27 A	8	Inundado	16/11/08	06:15	23	138,00	56,68
E 27 B	8	Inundado	16/11/08	06:05	28	168,00	46,12

Na Tabela 5.3, são mostrados o tempo de inundação, o volume de água absorvido para as provas de carga, em cada estaca, e as vazões encontradas.

Tabela 5.3 – Tempo de inundação e volume de água absorvido por estaca.

Estaca	Início		Término		Volume Total		Tempo	Q (m3/s)
	Data	Hora	Data	Hora	(m3)	L		
E 17	12/11/08	15:30	14/11/08	15:40	29,7	29.695	48h10min	0,000171
E 25	13/11/08	11:29	14/11/08	21:40	25,5	25.470	34h11min	0,000207
E 27A	14/11/08	15:40	16/11/08	10:30	25,2	25.165	42h50min	0,000163
E 27B	14/11/08	15:40	16/11/08	14:40	28,4	28.410	47h00min	0,000168
E 23	14/11/08	21:40	16/11/08	19:08	25,4	25.415	45h28min	0,000155
E 24	14/11/08	21:40	17/11/08	10:32	37,8	37.835	60h52min	0,000173

## 5.1. Análise das curvas “carga x recalque”

Neste item são apresentados os resultados das provas de carga realizadas, representados através das curvas “carga x recalque”. Na figura 5.1 são mostradas as curvas provenientes das provas executadas sobre as estacas de 6 m, conduzidas com o solo no estado natural.

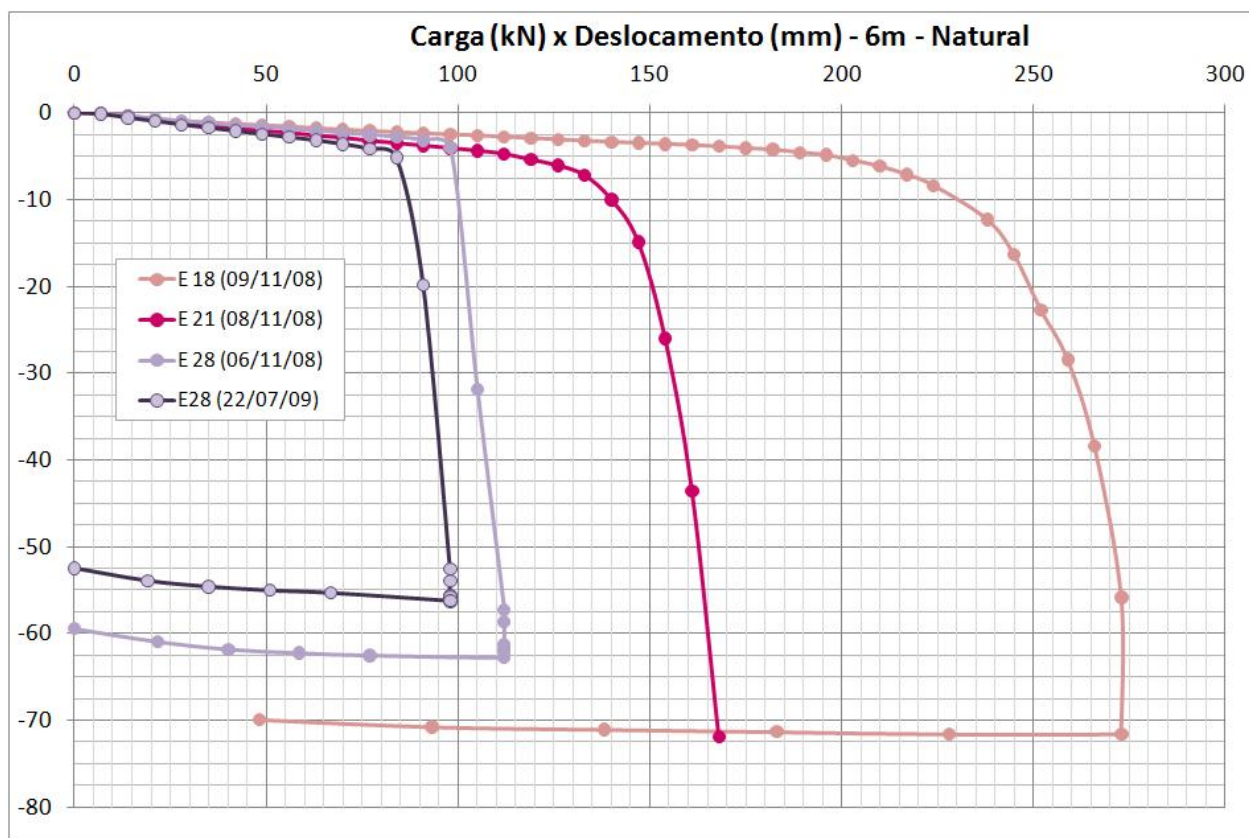


Figura 5.1 – Curvas “carga x recalque” das estacas de 6m: umidade natural.

Da análise da Figura 5.1, observa-se grande discrepância no comportamento dessas estacas, com cargas máximas aplicadas, variando na faixa da ordem de 98 kN a

273 kN e deslocamentos no intervalo de 56 mm a 72 mm, dificultando sobremaneira conclusões mais adequadas para esse comprimento de estaca.

Também, na Figura 5.1, pode ser notado que a curva da estaca E28 teve seu comportamento equivalente a de uma prova de carga realizada com solo inundado, na qual se observa um aumento brusco nos recalques. Por este motivo, a prova de carga nesta estaca foi refeita algum tempo depois (dia 22/07/09) e, para garantir a condição do solo em umidade natural, a prova foi realizada quando se teve dias seguidos sem chuva, evitando-se, assim, qualquer interferência que tenha ocorrido na primeira prova.

O resultado obtido no segundo ensaio, também ilustrado na Figura 5.1, comprovou o comportamento resultante da primeira prova de carga, na estaca em questão. A diferença obtida nos resultados de carga e recalque dos ensaios realizados nas estacas de 6 m, em solo com umidade natural, pode ser devido à variabilidade do solo, que é confirmado quando se observa as cargas medidas na cravação dessas estacas, representadas na Figura 5.2.

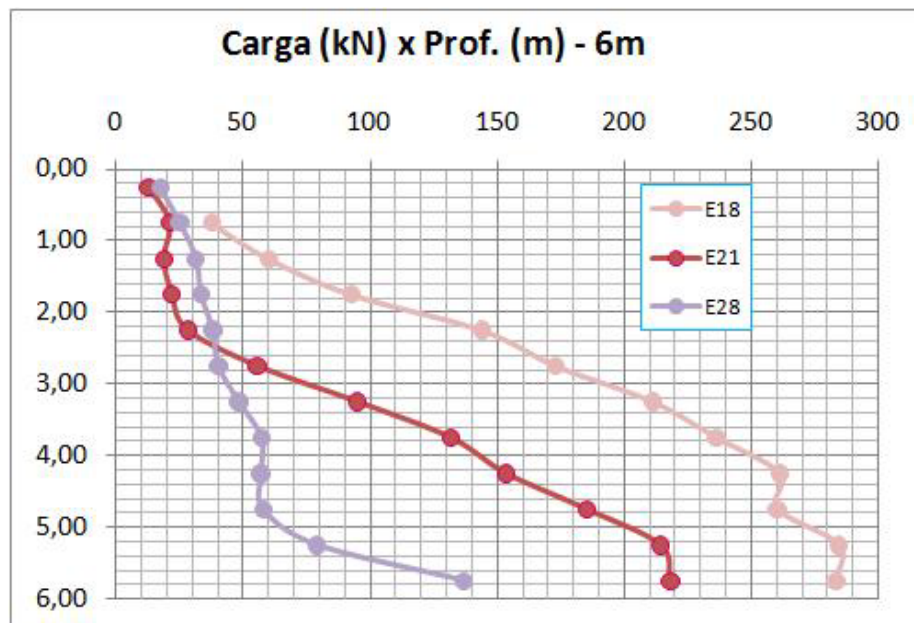


Figura 5.2 – Carga medida na cravação das estacas de 6 m: umidade natural

A estaca E28 foi cravada após a inundação do solo, então a redução nos valores de carga na cravação desta estaca, notada na Figura 5.2, pode ter sido causada não só pela variabilidade, mas também devido à perda de capacidade de carga do solo por colapso.

A Figura 5.3 apresenta os resultados das provas de carga realizadas nas estacas de 6 m, conduzidas com o solo pré-inundado. Nesta figura, observa-se que as curvas “carga x recalque” tiveram as características esperadas, apresentando aumentos bruscos nos recalques com certa carga.

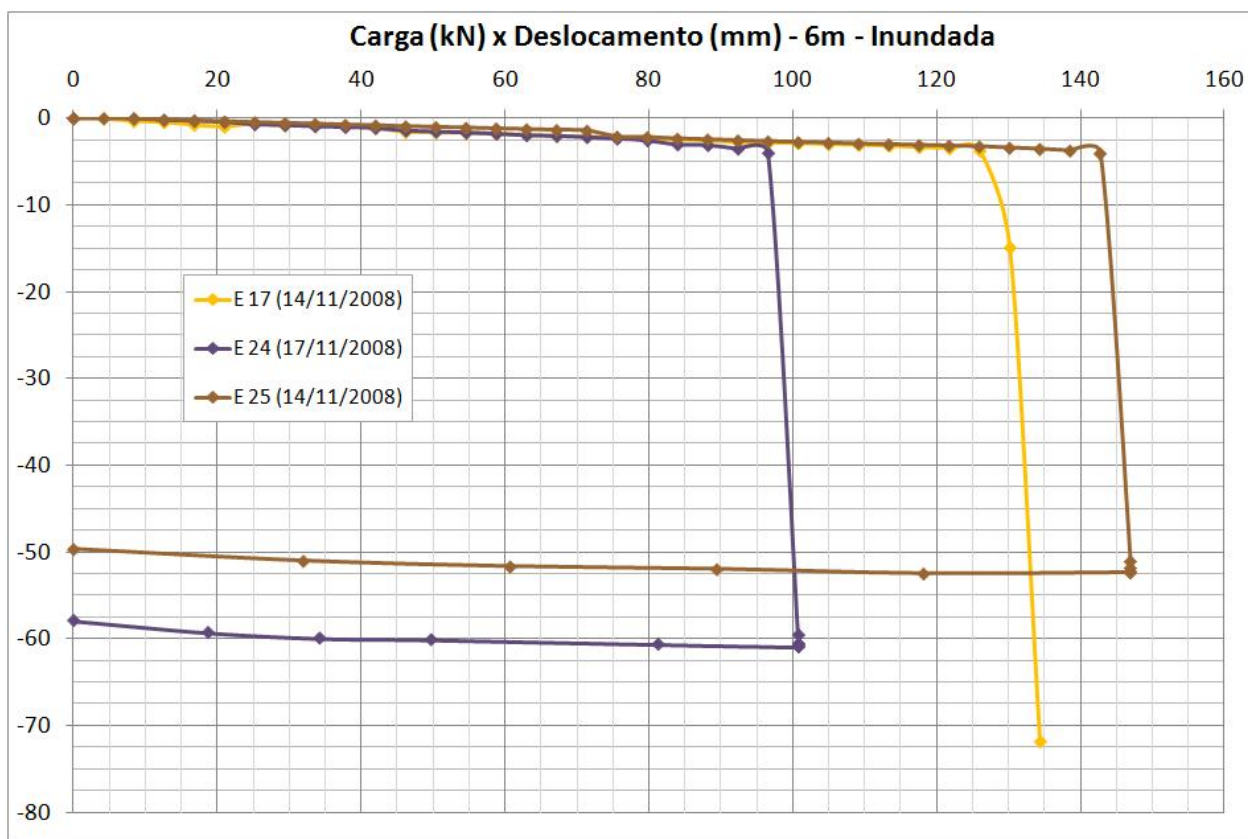


Figura 5.3 – Curvas “carga x recalque” das estacas de 6m: solo pré-inundado.

Ainda, é possível perceber que houve uma diferença significativa nos valores de carga entre a estaca E24 e as outras (E17 e E25). Esse fato, também pode ter sua origem na grande variabilidade do solo, já que as estacas E17 e E25 estão distantes 1,5 m uma da outra e quase 10 m da estaca E24.

Na Figura 5.4 são ilustrados os gráficos que representam as cargas medidas na cravação para essas estacas. Como se pode notar nesta figura, as cargas medidas na cravação também indicaram esta diferença, sendo bem inferiores na estaca E24. Mas, como a cravação desta estaca foi feita com inundação do solo, as cargas aplicadas podem ter sido reduzidas devido ao colapso do mesmo.

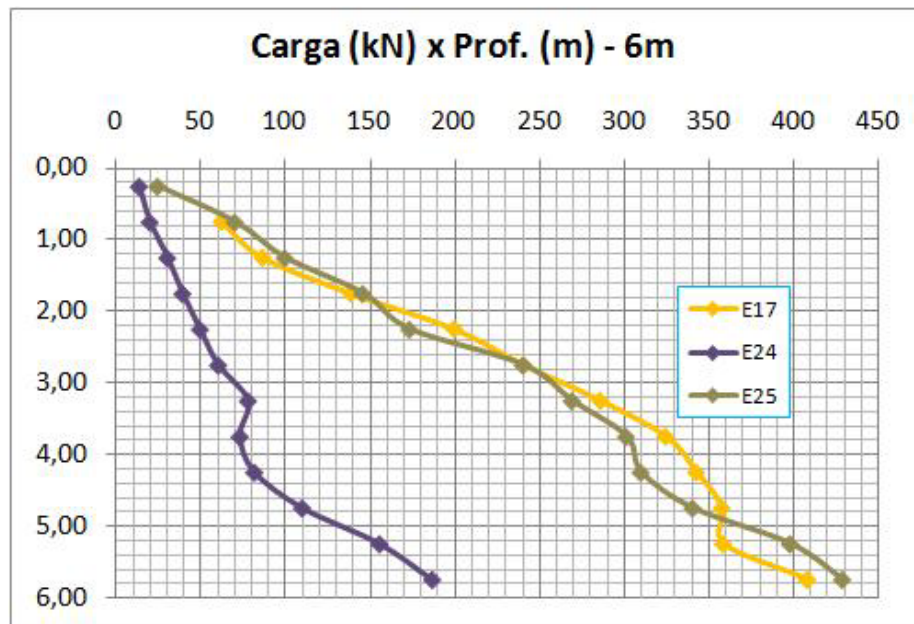


Figura 5.4 - Carga medida na cravação das estacas de 6 m: solo pré-inundado

Na Figura 5.5 são ilustradas as curvas de “carga x recalque” das estacas de 8m, ensaiadas em solo com umidade natural (E20, E22 e E26) e, observando a figura, fica claro que essas curvas tiveram seu comportamento como o esperado para estacas implantadas nesta condição de solo. Apesar de a estaca E20 apresentar uma curva com valores de carga maiores do que as outras, os valores não são significativos. Esse fato é semelhante ao verificado durante a cravação, conforme indicado na Figura 5.6.



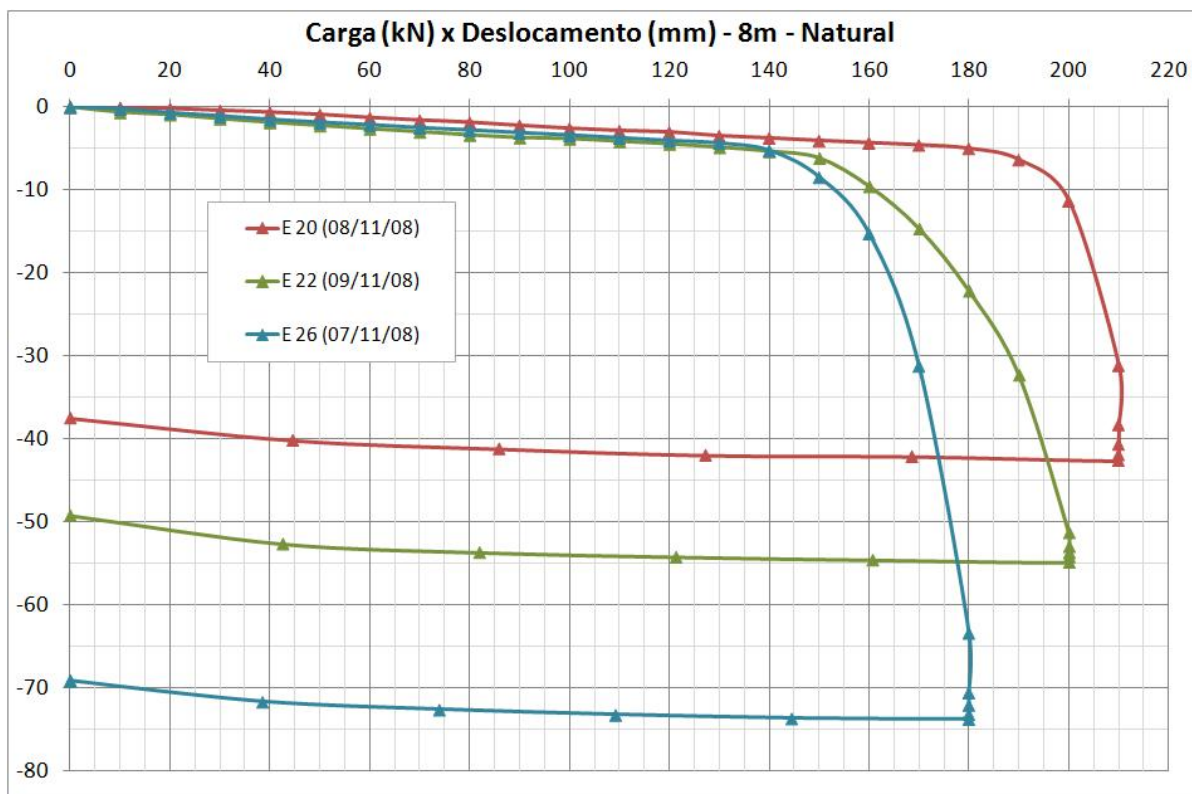


Figura 5.5 – Curvas “carga x recalque” das estacas de 8m: umidade natural.

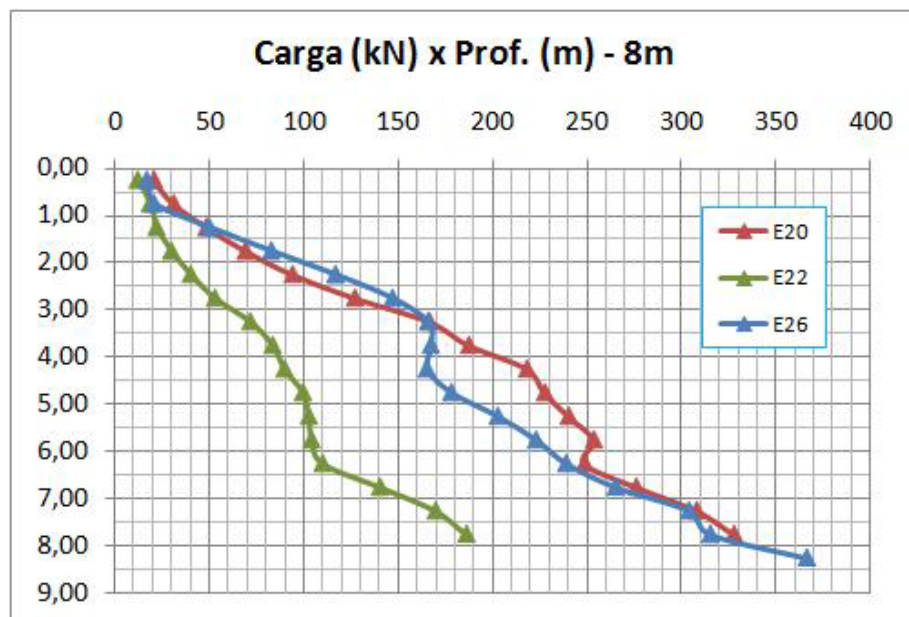


Figura 5.6 – Carga medida na cravação das estacas de 8 m: umidade natural

Observando a Figura 5.6, pode ser notado que, apesar de as cargas obtidas na cravação da estaca E22 terem sido menores do que as obtidas na cravação das outras estacas de 8 m (E20 e E26), devido à inundação do solo, a curva obtida na prova de carga dessa estaca não obedeceu os mesmos parâmetros, ficando com cargas e recalques intermediários entre as outras duas.

Esse fato deixa claro que o procedimento de utilizar a inundação prévia do solo, para a cravação da estaca, não induz necessariamente a uma redução da sua capacidade de carga para ensaios feitos posteriormente, com solo em umidade natural.

As curvas resultantes das provas de carga realizadas nas estacas de 8 m, com solo pré-inundado (E23, E27A e E27B), estão representadas na Figura 5.7, na qual pode ser observado que tiveram valores de carga e recalque muito diferentes umas das outras, além de as curvas das estacas E23 e E27A não apresentarem aumento brusco nos recalques.

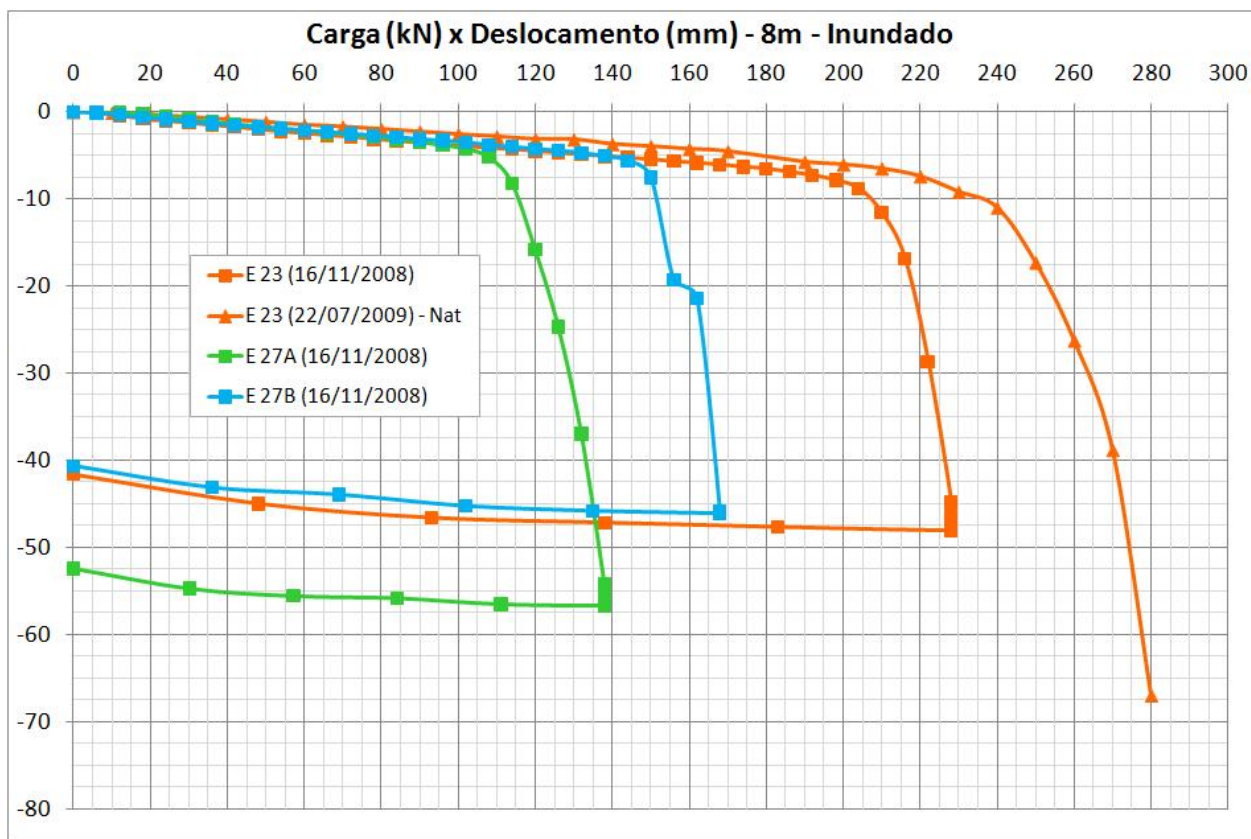


Figura 5.7 – Curvas “carga x recalque” das estacas de 8m: solo pré-inundado.

Por este motivo, foi realizada outra prova de carga na estaca E23, desta vez com solo em umidade natural, com o objetivo de confirmar o resultado obtido anteriormente.

Analisando a curva obtida na segunda prova de carga realizada nesta estaca, entende-se que o resultado obtido em seu primeiro ensaio foi coerente, já que apresentou valores menores de carga e recalque, comportamento esperado devido à perda da capacidade de carga causada pela inundação do solo.

A Figura 5.8, deixa claro que até a profundidade de 5 m a resistência do solo é equivalente para as estacas E23, E27A e E27B, só havendo variação de carga para profundidades maiores.

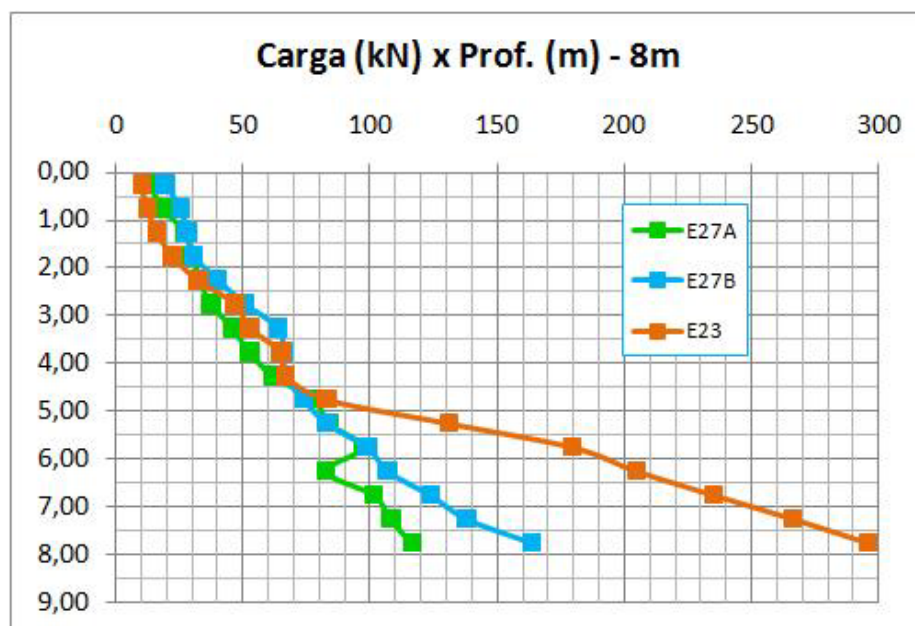


Figura 5.8 - Carga medida na cravação das estacas de 8 m: solo pré-inundado

As curvas “carga x recalque” dessas estacas, seguem os mesmos parâmetros observados nas curvas de cravação, onde a estaca E23 tem cargas maiores, enquanto que a estaca E27B tem sua curva com valores intermediários, e a estaca E27A tem a menor carga em relação às outras. Além disso, as cravações ilustradas na Figura 5.8 foram feitas da mesma maneira, com inundação prévia do solo.

Na Figura 5.9 estão ilustradas as cargas medidas na cravação das estacas que romperam (E19, E21A e E21B) e na Figura 5.10 estão ilustradas as cargas medidas na cravação de todas as estacas, inclusive as que romperam durante a cravação.

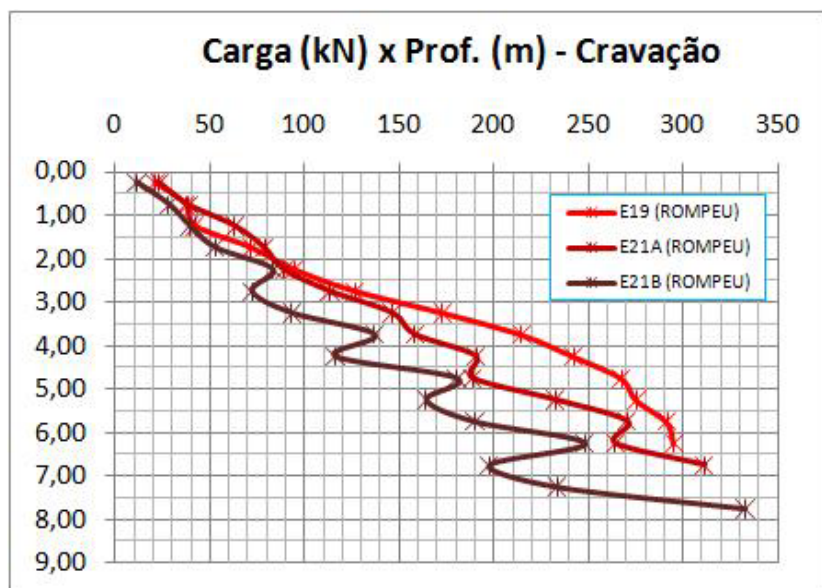


Figura 5.9 - Carga medida na cravação das estacas que romperam

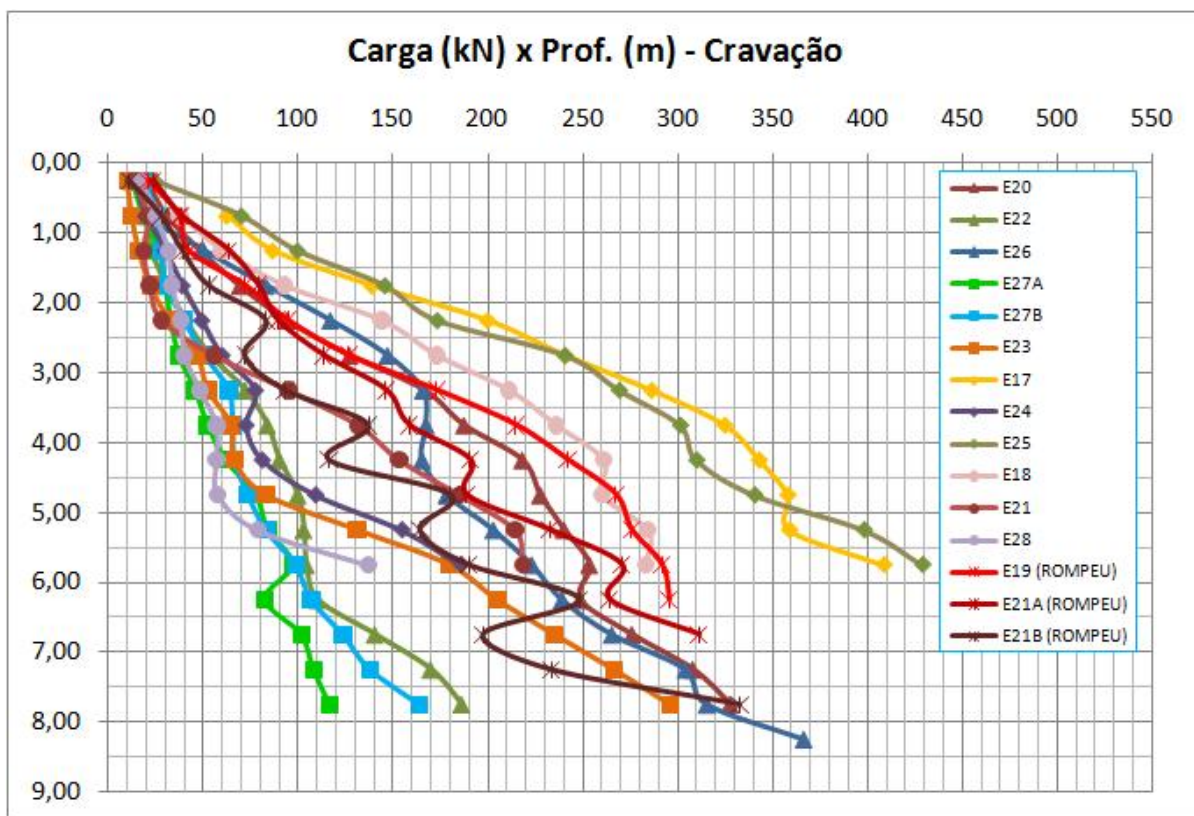


Figura 5.10 - Carga medida na cravação de todas as estacas



Na Figura 5.11, está ilustrada a família de curvas resultante de todas as provas de carga realizadas. Da análise dessa figura pode-se constatar:

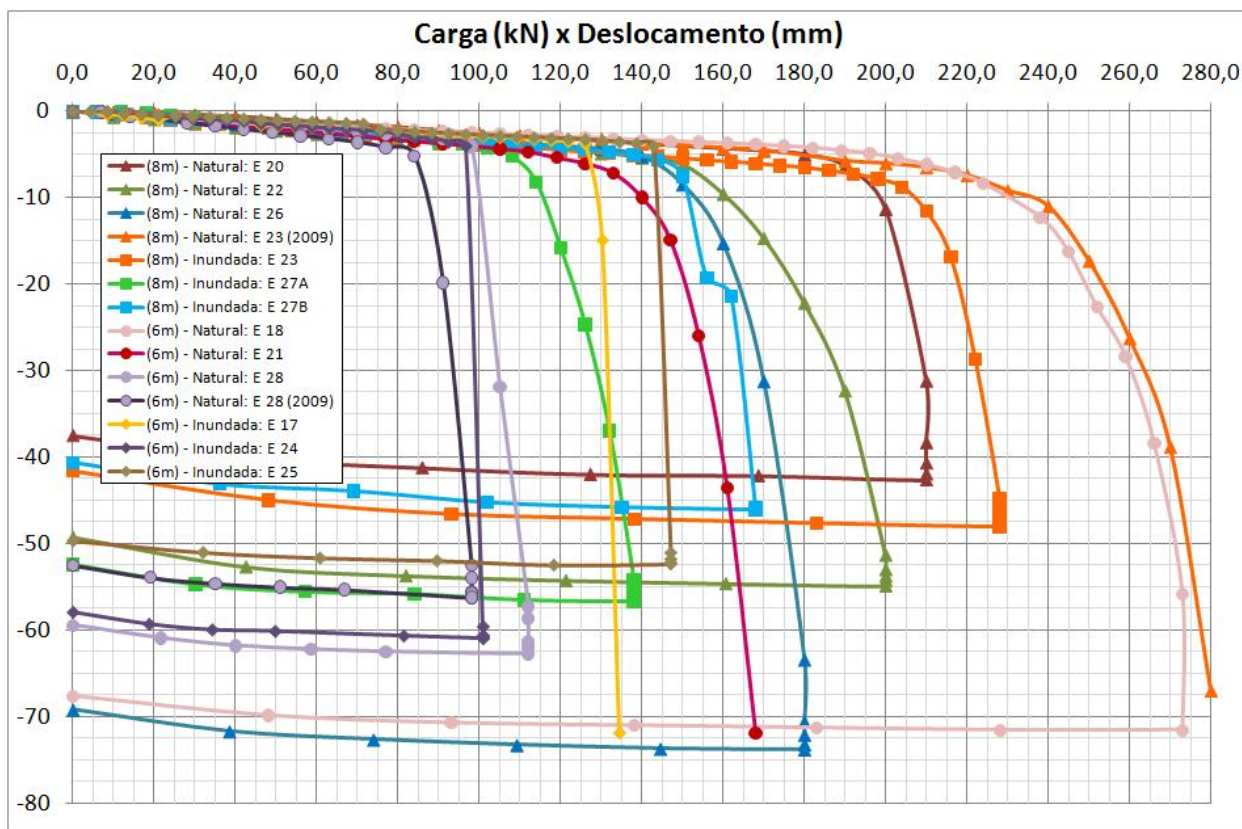


Figura 5.11 – Curvas “carga x recalque” de todas as provas de carga realizadas.

- ✓ A estaca E18, de 6m de comprimento, foi a estaca com maiores valores de carga de todos os ensaios, superando inclusive as estacas de 8m;
- ✓ A estaca E23, de 8m, com prova de carga realizada em solo pré-inundado, foi a que apresentou maiores cargas de todas as estacas de 8m, superando as realizadas em solo com umidade natural;
- ✓ A estaca E28, de 6m (ensaiada em solo com umidade natural), teve sua curva “carga x recalque” semelhante à estaca E24, também de 6m, porém com prova de carga realizada em solo pré-inundado.

## **5.2. Capacidade de Carga**

Todas as provas de carga foram analisadas segundo os métodos descritos no item 3, e os resultados obtidos para as cargas de rupturas de cada ensaio (em kN), de acordo com cada método, estão representados no Apêndice A.

O método “Código de Nova Iorque” não foi apresentado no Apêndice porque resultou em valores não compatíveis aos ensaios, ou, dependendo da curva “carga x recalque”, não forneceu nenhum valor.

Devido à variabilidade de resultados obtidos por cada método, foram considerados apenas os métodos da NBR 6122 (1996) e o método de Rigidez de Décourt (1996), para a comparação entre os resultados e a análise da perda de capacidade de carga devido ao colapso do solo, indicados na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 - Capacidade de carga pelos métodos NBR 6122 e Rigidez de Décourt

ESTACA	Prof.	Condição do Solo	NBR 6122	Média	Perda (%)	Rigidez Décourt	Média	Perda (%)
E 18	6m	Natural	224,7	152,7	20%	249,5	166,5	25%
E 21	6m	Natural	134,5			150,0		
E 28	6m	Natural	98,9			99,9		
E 17	6m	Inundado	127,5	122,5		130,8	125,1	
E 24	6m	Inundado	96,9			99,1		
E 25	6m	Inundado	143,1			145,4		
E 20	8m	Natural	194,8	167,0	7%	205,1	181,5	8%
E 22	8m	Natural	156,7			176,7		
E 26	8m	Natural	149,6			162,7		
E 23	8m	Inundado	204,2	156,0		217,4	167,6	
E 27A	8m	Inundado	113,4			124,0		
E 27B	8m	Inundado	150,4			161,5		

Como foi realizada outra prova de carga na estaca E23 em solo com condição diferente do que a inicial, a perda de carga desta estaca também foi comparada individualmente, mostrada na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Valores de perda de carga da estaca E23.

ESTACA	Prof.	Condição do Solo	NBR 6122	Perda (%)	Rigidez Décourt	Perda (%)
E 23	8m	Natural	230,4	11%	253,4	14%
E 23	8m	Inundado	204,2		217,4	

Comparando os valores de perda de carga por colapso nos dois comprimentos ensaiados, é possível perceber que esse valor fica em torno de 10% para estacas de 8m e 20% em estacas de 6m, representando o dobro do valor para estacas mais curtas.



Ainda, como foi medida a carga máxima atingida em cada cravação e, como foram realizadas cravações das estacas dos dois comprimentos ensaiados, com o solo em umidade natural e pré-inundado, também foi feita uma comparação entre as cargas médias máximas medidas nas provas de carga e nas cravações, para cada comprimento e condição do solo, representados na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Comparação entre Prova de Carga e Cravação

Comprimento (m)	Condição do Solo	Valor Médio da Carga Máxima	
		Prova de Carga (kN)	Cravação (kN)
6	Natural	184,33	334,72
6	Inundado	127,40	161,47
<b>Perda (%)</b>		<b>31%</b>	<b>52%</b>
8	Natural	196,67	346,87
8	Inundado	178,00	190,62
<b>Perda (%)</b>		<b>9%</b>	<b>45%</b>

Os valores obtidos para as cargas máximas medidas na cravação, em solo natural, diferem totalmente das cargas médias máximas obtidas nos ensaios de prova de carga, sendo muito superiores para as duas profundidades ensaiadas. Já as cargas obtidas na cravação em solo pré-inundado não têm uma variação significativa, em relação às cargas obtidas nos ensaios com a mesma condição de solo.

Por este motivo, a perda de carga por colapso, calculada através dos valores de carga obtidos na cravação, foi 2,6 vezes maior do que a perda de carga calculada pelo método da NBR 6122, em estacas de 6 m de comprimento. Nas estacas de 8m, a perda de carga, considerando as cargas medidas na cravação, supera a perda calculada pelo método da NBR 6122 em 6,43 vezes.

### 5.3. Desenvolvimento da Resistência de Ponta e Atrito Lateral

Através do método de Rigidez de Décourt (1996), foi possível estimar os domínios de resistência de ponta e atrito lateral ( $Q_s$ ) e verificar o desenvolvimento das curvas “carga x recalque” com a identificação de cada parcela (de atrito lateral, em verde, e de resistência de ponta, em vermelho).

Os gráficos onde é representada a escolha do ponto de regressão, de cada estaca, estão ilustrados no Apêndice B.

- ✓ Curvas “carga x recalque” com o desenvolvimento da resistência de ponta e do atrito lateral, para as estacas de 6 m com solo em umidade natural.

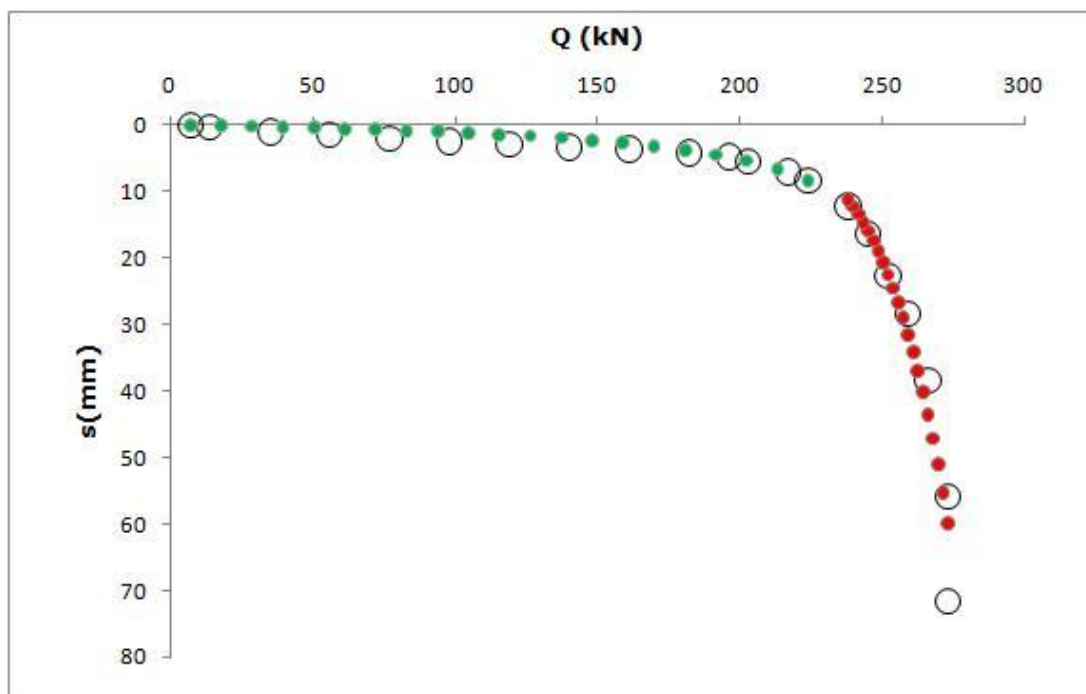


Figura 5.12 – Curva “carga x recalque” da estaca: E18

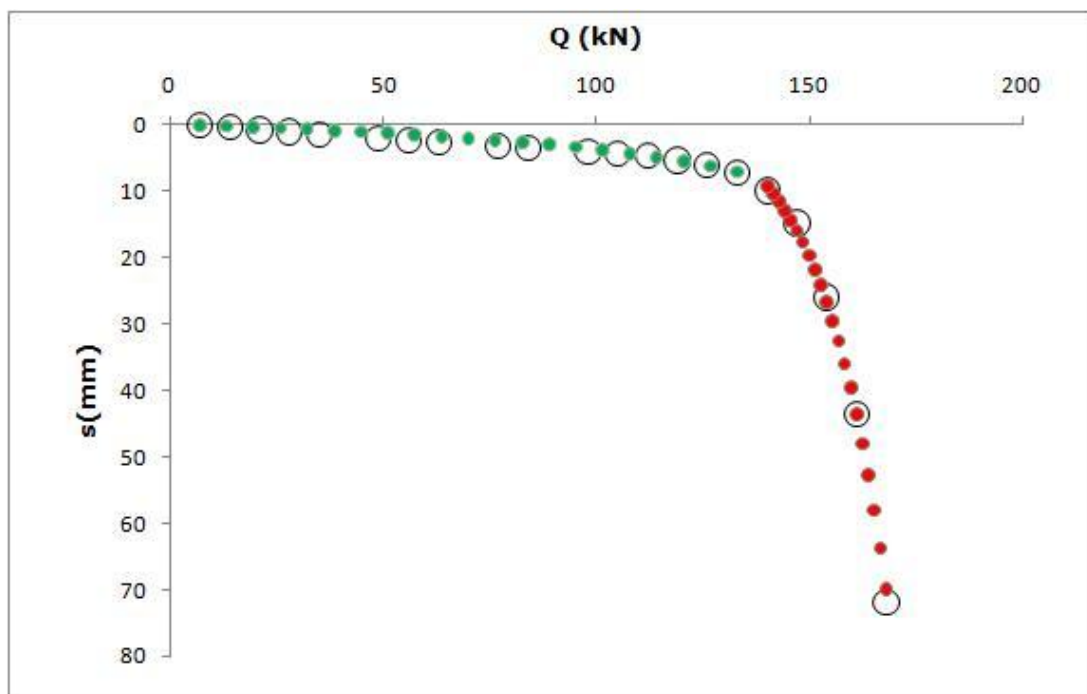


Figura 5.13 – Curva “carga x recalque” da estaca: E21

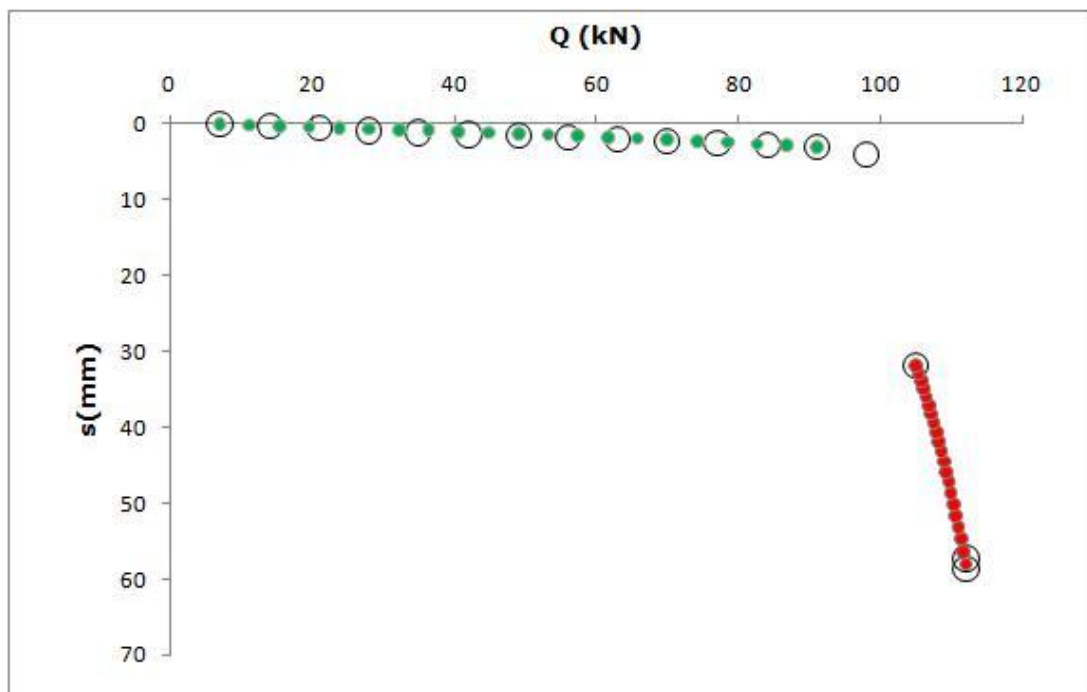


Figura 5.14 – Curva “carga x recalque” da estaca: E28

- ✓ Curvas “carga x recalque” com o desenvolvimento da resistência de ponta e do atrito lateral, para as estacas de 6m com solo pré-inundado.

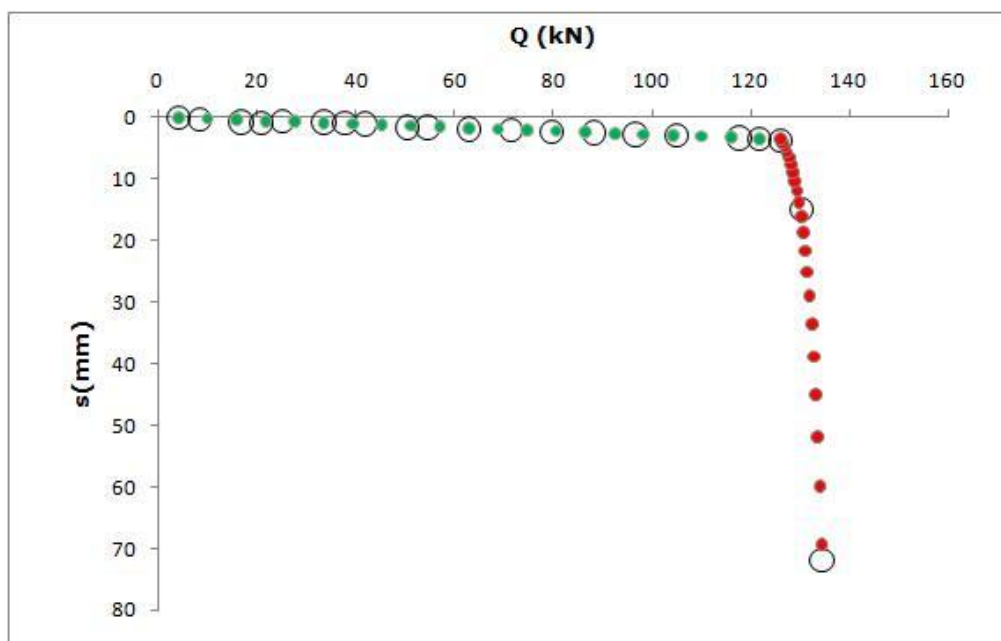


Figura 5.15 – Curva “carga x recalque” da estaca: E17

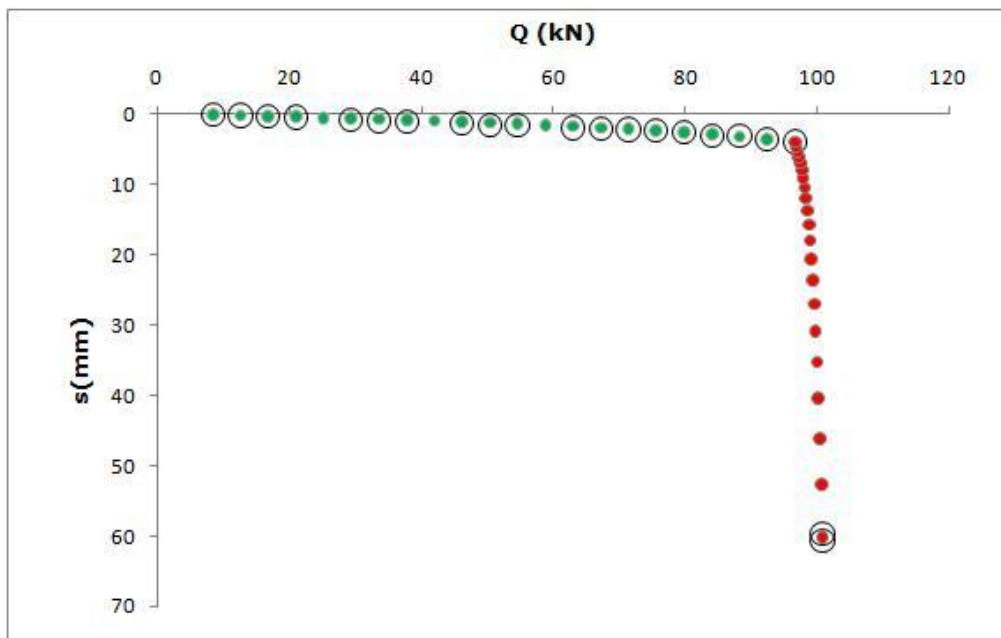


Figura 5.16 – Curva “carga x recalque” da estaca: E24

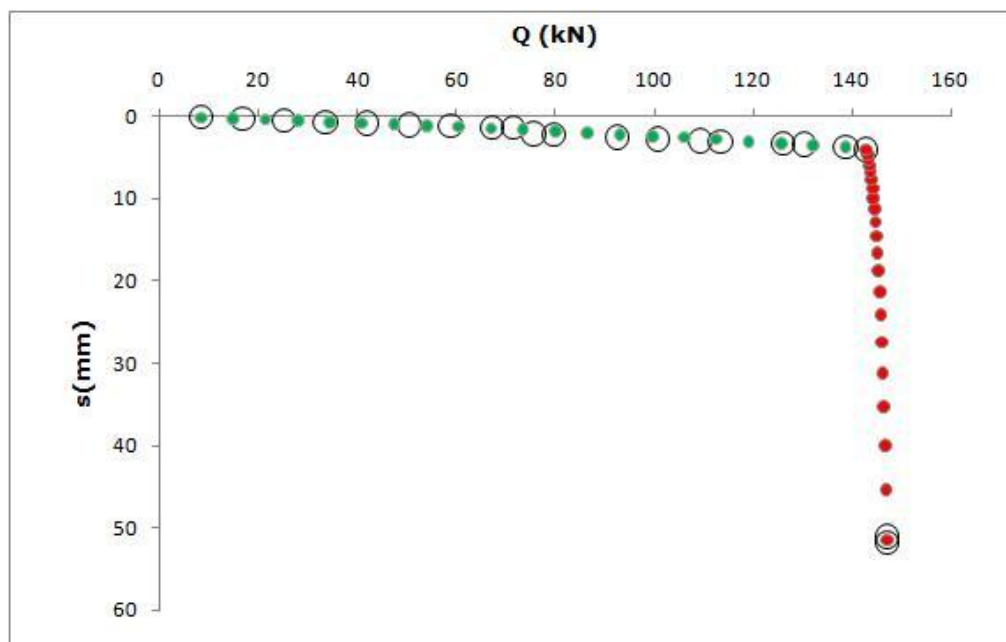


Figura 5.17 – Curva “carga x recalque” da estaca: E25

✓ Curvas “carga x recalque” com o desenvolvimento da resistência de ponta e do atrito lateral, para as estacas de 8m com solo em umidade natural.

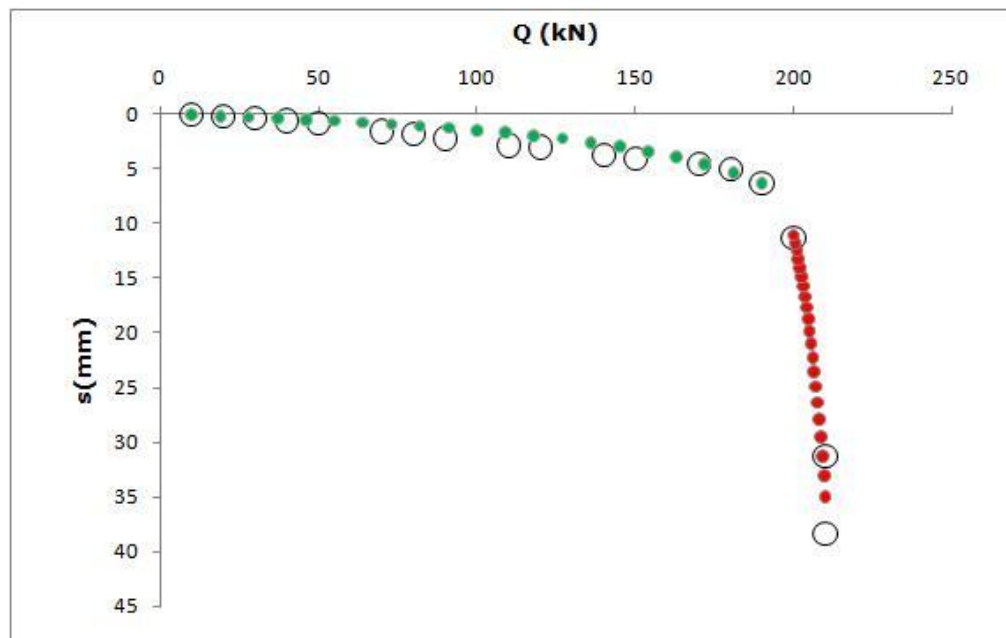


Figura 5.18 – Curva “carga x recalque” da estaca: E20

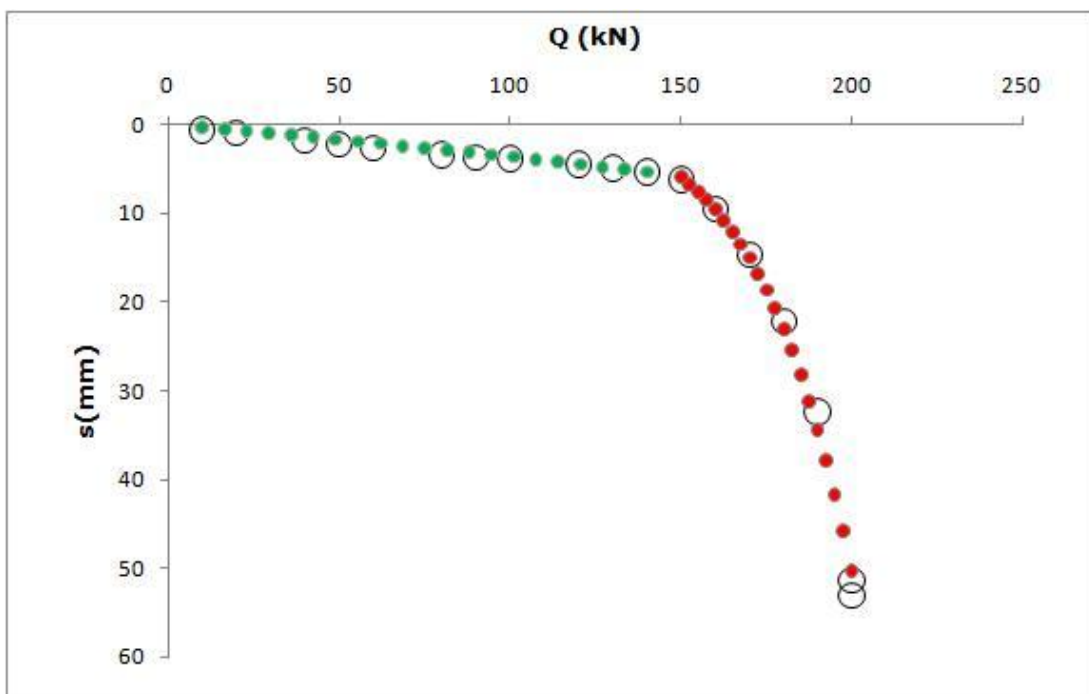


Figura 5.19 – Curva “carga x recalque” da estaca: E22

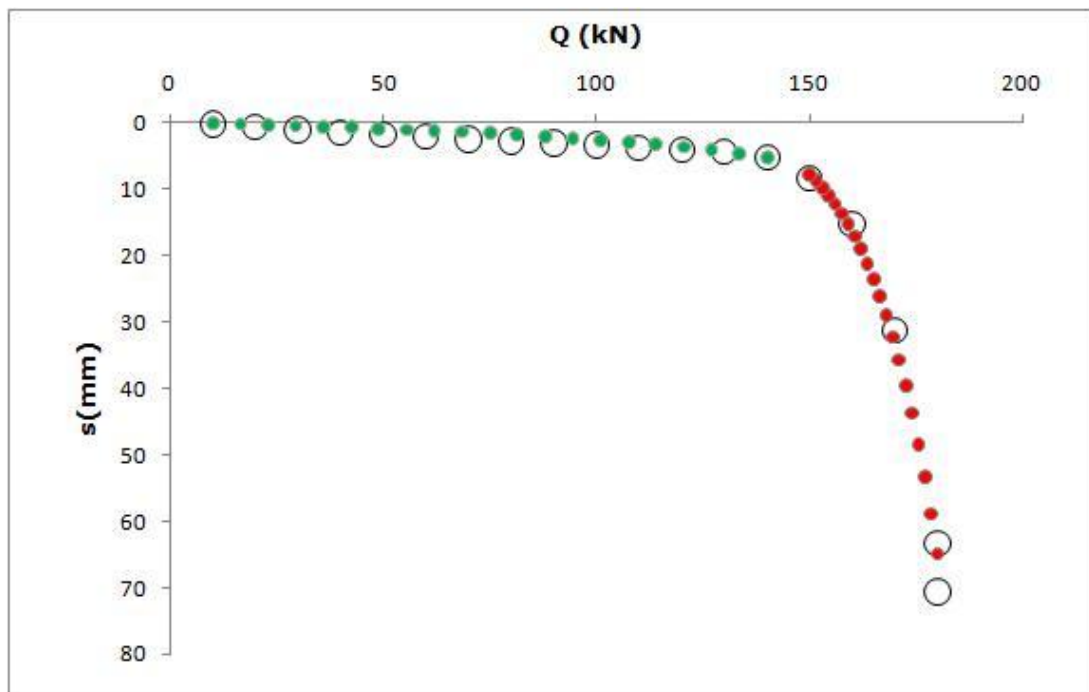


Figura 5.20 – Curva “carga x recalque” da estaca: E26

- ✓ Curvas “carga x recalque” com o desenvolvimento da resistência de ponta e do atrito lateral, para as estacas de 8 m com o solo pré-inundado.

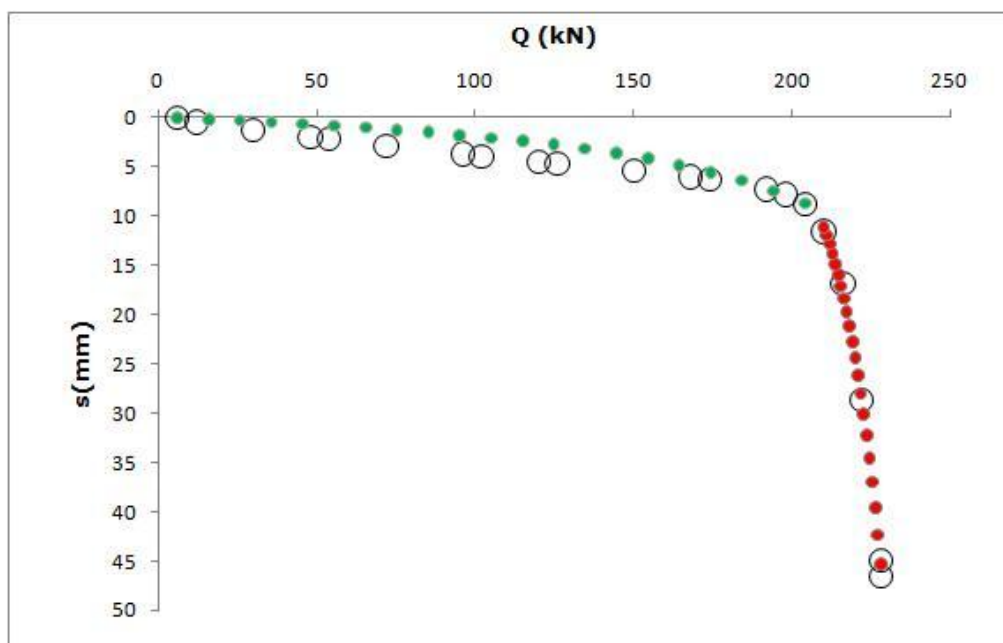


Figura 5.21 – Curva “carga x recalque” da estaca: E23

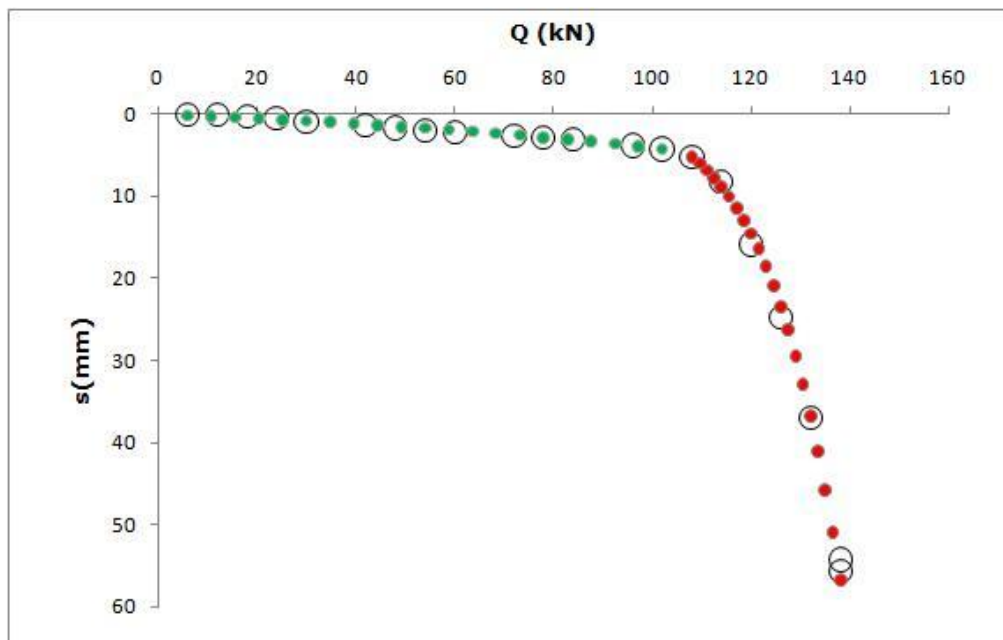


Figura 5.22 – Curva “carga x recalque” da estaca: E27A

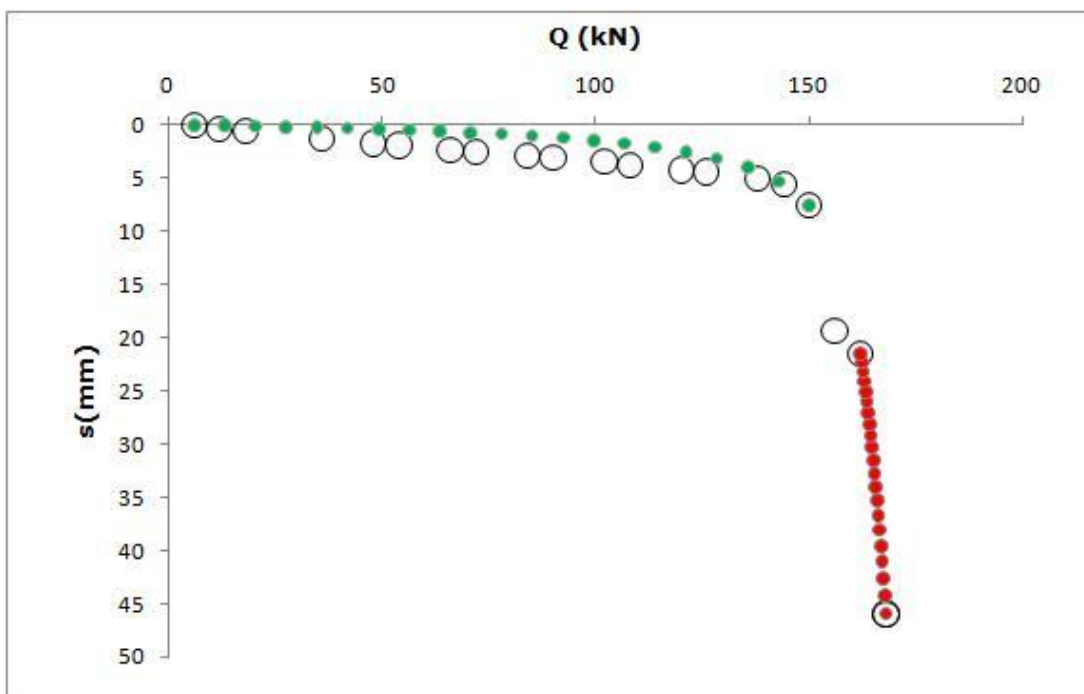


Figura 5.23 – Curva “carga x recalque” da estaca: E27B

Analisando os gráficos resultantes do método de Rigidez de Décourt (1996), fica claro que a maior parcela do atrito lateral das estacas é mobilizada na parte superior do gráfico, quando os recalques são menores.

A parcela de resistência de ponta é desenvolvida conforme os deslocamentos crescem, tendo um aumento progressivo em seus valores para as estacas apoiadas em solo com umidade natural, e brusco em estacas ensaiadas com pré-inundação do solo.

#### 5.4. Análise Global dos Resultados

Utilizando o método de estimativa de capacidade de carga de Décourt e Quaresma (1978), para estacas com ponta em areia (coeficiente  $K = 400 \text{ kN/m}^2$ ), e a



redução de capacidade de carga foi estimada segundo a proposta de Lobo *et al* (1996), onde a perda de carga por colapso do solo é dada de acordo com a Tabela 5.7, foi possível fazer uma comparação entre os valores de capacidade de carga prevista, e as cargas reais alcançadas.

Tabela 5.7 – Estimativa da redução da capacidade de carga (LOBO *et al*, 1996)

Prof. (m)	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Redução (%)	60	55	50	45	40	35	30	25	20

Os valores mostrados na Tabela 5.8 representam a média dos resultados obtidos através dos métodos da NBR 6122 e da Rigidez de Décourt, e a média das cargas máximas atingidas durante a cravação e durante as provas de carga.

Tabela 5.8 – Comparação entre dados experimentais e teóricos

Prof. (m)	Condição do Solo	Dados Experimentais				Dados Teóricos	
		Média NBR 6122	Média Rigidez Décourt	Média Q <sub>máx</sub> Cravação	Média Q <sub>máx</sub> PC	D & Q (1978)	Lobo <i>et al</i> (1996)
6	Natural	152,70	167,00	334,72	184,33	152,40	-
6	Inundado	122,50	125,10	161,47	127,40	-	76,20
Perda (%)		20%	25%	52%	31%	50%	
8	Natural	167,00	179,90	346,87	196,67	219,60	-
8	Inundado	156,00	166,80	190,62	178,00	-	131,76
Perda (%)		7%	7%	45%	9%	40%	

Observando os valores obtidos, a capacidade de carga estimada através do método de Décourt e Quaresma (1978) para a estaca de profundidade de 6 m, em solo com umidade natural, está coerente em relação aos valores de carga de ruptura obtidos pelos métodos de interpretação de prova de carga. Porém, o mesmo não acontece para

estacas de 8 m, quando as cargas obtidas através do método de Décourt e Quaresma (1978), são superestimadas.

Considerando o mesmo raciocínio utilizado por Araujo e Wolle (2006), é feita uma comparação entre as médias das cargas máximas obtidas na cravação e os resultados de previsão de capacidade de carga obtidos através do método de Décourt e Quaresma (1978). Chega-se a conclusão que o método subestima a carga das estacas de 6 m em 45% e das estacas de 8 m em 63%, em relação aos valores alcançados na cravação, contrariando os resultados obtidos por Araujo e Wolle (2006), para estacas com ponta apoiada em areia.

Ainda, se for considerado que tais cargas correspondam a capacidade de carga real das estacas estudadas, a redução em seus valores em função do comprimento, estimada de acordo com a proposta de Lobo *et al* (1996), é coerente, tendo pouca variação apenas nas estacas de 8 m de profundidade. Porém, deve ser ressaltado que essa dedução de perda de capacidade de carga por colapso surgiu experimentalmente em ensaios de prova de carga, e não de qualquer tipo de cravação.

Mas, considerando-se como real capacidade de carga dessas estacas as cargas obtidas em prova de carga, ou as cargas estimadas através dos métodos de interpretação deste ensaio, a redução da capacidade de carga por colapso, adotada de acordo com a Tabela 5.7, não se adéqua a este tipo de estaca, superestimando exageradamente os valores de perda de carga através da profundidade.

Fazendo uma comparação com os resultados obtidos por Donadon (2006), onde foram ensaiadas estacas com profundidade de 8 m, e a perda de carga obtida pelo método da NBR 6122 foi de 37%, supõe-se que houve grande variação do subsolo entre as estacas ensaiadas, apesar do número de investigações existentes no local.

Boni (2006) também ensaiou o mesmo tipo de estaca, com as mesmas características e 8 m de comprimento, no campo experimental da UNESP de Bauru. Porém, os dados obtidos de perda de capacidade de carga por colapso foi de 61%, sendo muito maiores do que as perdas de carga encontradas neste trabalho.

## **6. CONSIDERAÇÕES FINAIS**

1. Nas cargas medidas na cravação das estacas, para os dois comprimentos estudados e nas duas condições de solo (natural e pré-inundado), foi possível perceber a perda de capacidade de carga por colapso, tendo uma redução média de 52% para estacas de 6 m e 45% para as estacas de 8 m de comprimento.
2. O solo da área ensaiada é muito variado, o que não havia sido previsto devido ao grande número de investigações feitas no local, sendo notado que em uma distância de 10 m houve muita diferença nos valores obtidos de capacidade de carga das estacas, atribuídas à variabilidade do solo.
3. Apesar da variabilidade dos resultados, foi notada uma perda de capacidade de carga por colapso nas estacas resultando, através do método da NBR 6122, em uma perda média de 20% em estacas de 6 m e 7% em estacas de 8 m de profundidade.
4. O método de Rigidez de Décourt (1996) resultou em valores de capacidade de carga para as estacas pouco maiores do que os obtidos através do método da NBR 6122. Além disso, através das cargas obtidas, a perda média na capacidade de carga por colapso para as estacas de 6 m de profundidade foi de

25% e de 8% para as estacas de 8 m, resultando praticamente no mesmo valor de perda que o método da NBR, para as estacas mais profundas.

5. As cargas medidas na cravação foram muito maiores do que as máximas cargas alcançadas nas provas de carga, especialmente nas cravações que foram realizadas em solo com umidade natural do terreno (sem inundação). Nas provas de carga em estacas de 6 m (com solo em umidade natural), foi atingida apenas 55% do valor da carga máxima medida na cravação, para a mesma condição de solo, e 56% no caso das estacas de 8 m. Para solo com umidade natural, esse valor aumenta, atingindo 79% nas estacas de 6m e 93% em estacas de 8 m de profundidade.

6. Os gráficos de “carga x recalque”, obtidos nas provas de carga, seguem os mesmos parâmetros quando comparados com os gráficos resultantes das cargas máximas obtidas na cravação. As estacas que tem maiores cargas na cravação também são as que têm maiores cargas nos ensaios, apesar de seu valor máximo ser significativamente diferente em cravações realizadas em solo sem inundação prévia.

7. Fazendo uma analogia entre todos os resultados obtidos de previsão de capacidade de carga e de interpretação das provas de carga, assim como as cargas máximas medidas na cravação e nos ensaios, foi possível se obter as seguintes conclusões:

- ✓ Para as estacas de 6 m de profundidade, o método de estimativa da capacidade de carga de Décourt e Quaresma (1978), obteve cargas equivalentes as cargas de ruptura obtidas através do método de interpretação de prova de carga da NBR 6122, porém esses valores

são inferiores às cargas máximas obtidas nos ensaios de prova de carga realizados nestas estacas.

- ✓ Nas estacas de 8 m de profundidade o método de previsão de capacidade de carga de Décourt e Quaresma (1978), superestimou as cargas de ruptura obtidas através dos métodos de interpretação de prova de carga da NBR 6122 e de Rigidez de Décourt, além de também superar as cargas máximas obtidas em prova de carga. Porém, não atingiu as cargas máximas obtidas em cravação.

8. Considerando a proposta de perda da capacidade de carga determinada por Lobo *et al* (1996), mesmo sabendo que não foi determinada para este tipo de estaca ou para cargas medidas em cravação, as perdas de carga por colapso, obtidas através das cargas máximas medidas durante a cravação, se equivalem aos valores fornecidos pela proposta.

9. Através do método de Rigidez de Décourt, é possível observar o desenvolvimento das parcelas de atrito lateral e resistência de ponta para este tipo de estaca, onde foi notado:

- ✓ A maior parcela do atrito lateral se desenvolve na parte superior do gráfico “carga x recalque” das provas de carga, quando os recalques são menores, e diminuem conforme a profundidade. Este fato também foi observado por Ferreira (1998), através de instrumentação.
- ✓ Para o desenvolvimento da resistência de ponta, houve necessidade de grandes deslocamentos para a sua mobilização, o que

também foi verificado por Ferreira (1998), em ensaios realizados no mesmo local.

- ✓ O domínio de ponta é maior tanto para as estacas de 6 como para as de 8m de comprimento, ensaiadas em solo com umidade natural do que para as estacas ensaiadas em solo pré-inundado.

Para uma melhor avaliação dos resultados obtidos, seria necessária a realização de sondagens próximas as estacas executadas, ou a exumação de cada uma, de maneira a verificar se houve interferência do solo ao seu redor, já que a área do campo experimental é cercada de mata fechada, e existem raízes de árvores grandes no seu subsolo, que podem ter influenciado nos resultados.

## 7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABELEFF, M. Les affaissments des constructions sur les sols loesseux. **Le Monde Souterrain**, Avril, 1938.

AGNELLI, N. **Estudo da colapsividade do solo de Bauru através de provas de carga diretas**. 1992. 172p. Dissertação (mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos. São Carlos. 1992.

AGNELLI, N. **Comportamento de um solo colapsível inundado com líquidos de diferentes composições químicas**. 1997. 205p. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos. São Carlos. 1997.

ALBIERO, J. H. Patologia e Reforço das Fundações. In: III SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE III). 1996. São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF e ABMS, 1996, v. 1, p. 87-101.

ALONSO, U. R. **Diferentes tipos de fundações executadas pela firma Estacas Franki Ltda**. Contagem. Resumo da 1º aula na Escola de Engenharia de Contagem em 21/05/1979. Contagem, MG. 1979.



AOKI, N. Invited contribution on driveability of piles. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, XII ICSMFE, 1989, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rio de Janeiro: 1989, v.5, p. 2963-2966.

ARAUJO, R. S. **Estudo das Estacas tipo “Mega” objetivando seu projeto e sua execução.** 2005. 238p. Dissertação (mestrado). Escola Politécnica da USP. São Paulo. 2005.

ARAUJO, R. S. & WOLLE, C. M. Proposta de Adequação de uma metodologia consagrada para a estimativa da capacidade de carga de estacas para estaca mega de concreto. In: XIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG'2006). 2006. Curitiba. **Anais...** Curitiba: ABMS, 2006, v. 2, p. 849-854.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122:** Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro. 1996.

\_\_\_\_\_. **NBR 12.131:** Prova de carga estática – Método de ensaio. Rio de Janeiro. 2006.

BONI, F. E.; LOBO, A. S.; FERREIRA, C. V.; CARVALHO, D. Comportamento de estacas prensadas em solo colapsível. In: XIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, 2006, Curitiba. XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos. São Paulo. **Anais...** ABMS, 2006, v. 2., p. 1049-1054.

CAMPOS, G. G. G. **Análise experimental e numérica do comportamento de estacas apiloadas em solo laterítico de Londrina/PR.** 2005. 162p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2005.

CAPUTO, H.P. Estacas Mega In: \_\_\_\_\_. **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações.** 3º ed. Rio de Janeiro, R.J.: Livros Técnicos e Científicos, 1973, cap.13. p. 227-8.

CARVALHO, D. & SOUZA, A. Análise do efeito do umedecimento do solo em fundações rasas e profundas em solos porosos. In: IX CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES (IX COBRAMSEF). 1990. Salvador. **Anais...** Salvador: ABMS, 1990, v. 2, p. 109-114.

CARVALHO, D. ; ALBUQUERQUE, P. J. R. de; CLARO, A. T.; FERREIRA, C. V. Análise de estaca carregada transversalmente no topo em solo residual de Diabásio. In: III SEMINÁRIO DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE III), 1996, São Paulo. **Anais...** ABEF, 1996, v. 1, p. 145-154.

CAVALCANTE, E. H.; COUTINHO, R. Q.; DANZIGER, F. A. B.; GIACHETI, H. L.; *et. al.* Campos Experimentais Brasileiros. In: XIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2006, Curitiba.( Cobramseg'2006). 2006, v. Workshop, p. 1-90.

CINTRA, J. C. A. **Fundações em Solos Colapsíveis**. 1995. Texto (Livre-Docência), EESC/USP. São Carlos – SP. 1995. 124 p.

\_\_\_\_\_. **Fundações em Solos Colapsíveis**. 1º Ed. São Carlos, SP. Serviço Gráfico da EESC/USP, 1998, p7-14. 106p.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Carga Admissível em Fundações Profundas**. São Carlos: EESC-USP, 1 ed, v. 1, 61p, 1999.

CHIN, F. K. Discussion on pile teste. Arkansas River Project. **ASCE Journal for Soil Mechanics and Foundation Engeneering**, 97 (SM6) p. 930-932. 1971.

COSTA NUNES, A. J. As fundações profundas. In: \_\_\_\_\_. **Curso de Mecânica dos Solos e Fundações**. Porto Alegre. Editora Globo, 1956, cap. VII, 299p.

DAVISSON, M. T. High capacity piles. Proceedings of Lecture Series on Innovations in Foundation Construction. **ASCE Illinois Section**. Chicago, March 22, 1972. p. 81-112.

DE BEER, E. E. Proefondervindlijke bijdrage tot de studie van het grensdrag vermogen van zand onder funderingen op staal. **Tijdschrift der Openbar Verken van Belgie**, n. 6, 1967 and n. 4, 5, e 6, 1968.

DÉCOURT, L. & QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores do SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES (COBRAMSEF, 6). 1978. Rio de Janeiro. **Anais...** ABMS, 1978, v. 1, p. 45-53.

DÉCOURT, L. A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, SEFE III. 1996. São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF e ABMS, 1996, v.1, p. 215-224.

\_\_\_\_\_. Provas de carga em estacas podem dizer muito mais do que têm dito. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (VI SEFE), 2008, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2008, v.1, p. 221-245.

DIAS, C. R. R. **Comportamento de uma Estaca Instrumentada Cravada em Argila Mole**. 1988. 391p. Tese (Doutorado). COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 1988.

DIAS, C. R. R. & SOARES, M. M. Instrumentação de uma Estaca Metálica Teste Instalada em Argila Mole. In: SIMPÓSIO SOBRE INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA DE CAMPO (SINGE'90). 1990. Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS/ABGE, 1990, p. 71-81.

DIN 4030, **Beurteilung betonangreifender wässer, böden und gäsen**. Berlin. 1998. p. 192-212.

DONADON, E. F. **Avaliação de desempenho de estacas mega, implantadas em solos colapsíveis**. 2006. 82p. Monografia (Graduação). UNESP:Campus Bauru. Bauru. 2006.

DUMONT-VILLARES, A. The underpinning of the 26-storey “Companhia Paulista de Seguros” building. **Géotechnique**. São Paulo, v. 6, n. 1, p. 01-14. March, 1956.

FELLENIOUS, B. H. **Basics of foundation design**. Eletronic Edition. January 2006. Disponível em: <<http://www.fellenius.net>>. Acesso em: maio de 2009.

FERREIRA, C. V., LOBO, A. S., GIACHETI, H. L., AGNELLI, N., ALBIERO, J. H., CARVALHO, D., KATSUTANI, L. T. Campo experimental de Fundações em Bauru. In: 3º SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE III), São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 1996, v. 1, p. 77-87.

FERREIRA, C. V. **Influência da inundação do solo no comportamento de estacas moldadas in loco, instrumentadas, em campo experimental de Bauru**. Tese (Doutorado). 1998. 160p. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 1998.

FERREIRA, S. R. M.. Fatores que influenciam a variação de volume devido à inundação de solos colapsíveis. In: X CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 1994, Foz do Iguaçu. **Anais...** Foz do Iguaçu: ABMS, 1994, v. 4, p. 1285-1292.

\_\_\_\_\_. Solos colapsíveis no Brasil: características e comportamento geotécnico de alguns solos. In: IV CONGRESSO LUSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA E XI CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA, 2008, Coimbra – Portugal. **Anais...** Coimbra – Portugal: SPG, 2008, v. 1, p. 1-8.

FÚLFARO, V. J., & BJORNBERG, A. J. S. Geologia. In: J. C. A. Cintra & J. H. Albiero (eds). **Solos do interior de São Paulo**. São Paulo: ABMS, cap.1, p. 1-42, 1993.

GERBER, I. Reforço de Fundações de uma Caixa d'água elevada. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES 5, 1974, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 1974, v. 2, p.255-64.

GOLOMBEK, S. Reforço de Fundações. In: III SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE III), 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF e ABMS, 1996, v.1, p. 83-86.

GONÇALVES, R. L., MIGUEL, M. G.; BELINCANTA, A.. Influência da Colapsibilidade do Solo Laterítico de Londrina/PR no Comportamento de Estacas Apiloadas. In: XIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG'2006), 2006, Curitiba. **Anais...** Curitiba: ABMS, 2006, v. 1, p. 291-296.

GOOGLE MAPS. Disponível em: <http://maps.google.com.br>. Acesso 29/08/2008.

GOTLIEB, M.; GUSMÃO FILHO, J. de A. Reforço de Fundações. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. S.; FROTA, R. G. Q.; NIYAMA, S. **Fundações Teoria e Prática**. 2ª ed. São Paulo: Editora Pini, 1998, cap. 12, p. 471-477.

HANSEN, J. B. Discussion on hyperbolic stress-strain response. Cohesive soils. **ASCE Journal for Soil Mechanics and Foundation Engineering**, 89 (SM4), p.241-242, 1963.

JUNQUEIRA, S. **Aspectos práticos sobre a Instalação e Utilização de Estacas Prensadas**. 1994. 2v. Dissertação (Mestrado). EP/USP. São Paulo. 1994.

\_\_\_\_\_. **Estacas Mega**. Palestra. Escola de Engenharia de São Carlos – EESC – USP. São Carlos, SP. 1995.

LOBO, A. S. **Colapsividade do Solo de Bauru e sua influência em estacas de pequeno porte**. 1991. 211p. Tese (doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos - USP. São Carlos. 1991.

LOBO, A. S., FERREIRA, C. V. & ALBIERO J. H. **Projeto de Fundações em Solos Colapsíveis**. Curso de extensão. Notas de aula Faculdade de Engenharia 1996.

MACKECHNIE, W. R.. Collapsible and swelling soils – part 1: collapsible soils, general report. In: XII INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1989, Rio de Janeiro. **General Report**, 1989, v. 4. p. 2485-2490.

MASSAD, F. Notes on the interpretation of failure load from routine pile load tests. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v.9, n.1, p. 33-38, 1986.

\_\_\_\_\_. Fundamentação matemática do método da rigidez de Décourt e definição de seu campo de aplicação. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE VI), 2008, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF, 2008, v. 1, p. 117-131.

MAZURKIEWICZ, B.K. **Test Loading of Piles According to Polish Regulations. Preliminary Report nº 35**. Royal Swedish Academy Of Engineering Sciences. Commission on pile research: Stockholm. 1972. 20p.

MELLIOS, G. A. Provas de carga em solos porosos. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS (SEFE), 1985, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 1985, v. 2, p. 73-102.

MELLO, V. F. B., TEIXEIRA, A.H. **Fundações e Obras de Terra**. Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos (EESC – USP). Reimpressão, v. 2, 1971. 187p.

MELO, B. N. **Análise de Provas de Carga à Compressão à Luz do Conceito de Rigidez**. 2009. 219p. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP). Campinas. 2009.

MIGUEL, M. G. & BELINCANTA, A. Influência da colapsibilidade do solo de Londrina/PR na capacidade de carga de estacas escavadas com trado manual. In: V SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 2004, São Carlos. **Anais...** São Carlos: SGS/EESC/USP, 2004, v. 1, p. 369-375.

MILITITSKY, J., CONSOLI, N., SCHNAID, F. **Patologia das Fundações**. São Paulo, SP: Oficina dos Textos. 2006. 199 p.

MONTEIRO, P.F.F. SEMINÁRIO DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS (SEFE II), 1991, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS/ABEF, 1991, p. 276-84.

MORAES, M da C. Capacidade de Carga de Estacas Isoladas. Seus Prováveis Recalques e Critérios Indicados pela NB-51. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES VII, 1982, Olinda. **Anais...** Recife: ABMS, 1982, v. 3, p.69-91.

MORAIS, A. S. & SEGANTINI, A. A. S. Influência da colapsibilidade do solo na capacidade de carga de estacas curtas, do tipo apiloada, executadas no solo colapsível de Ilha Solteira. In: XII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (XII COBRAMSEG), 2002, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2002, v. 3, p. 1395-1403.

NIYAMA, S.; AOKI, N.; CHAMECKI, P. R. Verificação de desempenho. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. S.; FROTA, R. G. Q.; NIYAMA, S. **Fundações Teoria e Prática**. 2ª Ed. São Paulo: Editora Pini, 1998, cap. 20, p. 723-751.

PICHLER, E.. Regional Study of the Soils from São Paulo – Brazil. **Proc. 2<sup>nd</sup> I.C.S.M.F.E.** Rotterdam, 1948.

SOARES, P. C; LANDIM, P. M. B.; FÚLFARO, V. J.; AMARAL, G., SUGUIO, K., COIMBRA, A. M.; SOBREIRO NETO, A. F.; GIANCURSI, F.; CORREA, W. A. G.; CASTRO, C.G.I. (1979). Geologia da região sudeste do estado de São Paulo. In: SIMPÓSIO REGIONAL DE GEOLOGIA, 2. 1979. Rio Claro. SBG. **Anais...** São Paulo, 1979, v.2, pp. 307-319.

TADEPALLI, R. & FREDLUND, D. G. The collapse behavior of a compacted soil during inundation. **Canadian Geotech. Journal**. v. 28, p. 477-488. 1991.

TEIXEIRA, C. Z. **Comportamento de Estacas Escavadas em Solos Colapsíveis**. 1993. 157p. Dissertação (mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos (EESC-USP), São Carlos. 1993.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. John Wiley and Sons, New York. 511p. 1943.

THOMAZ, E. **Trincas em edifícios: causas, prevenções e recuperação**. 1ª Ed. São Paulo: Editora Pini., 1989, 194p.

VAN DER VEEN, C. The Bearing Capacity of Pile. In: International Conference. In: SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING III, 1953, ZURICH. **Proceedings...** ZURICH: ISSMFE, 1953, v. 2, p.84-90.



VARGAS, M. Reforço de Fundações. **Manual do Engenheiro Globo – Fundações.**

Porto Alegre. Editora Globo, v. 4, cap.5, p.252-3, 1955.

\_\_\_\_\_. **Solos Porosos e Colapsíveis** (Aula Inaugural de 1992). Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Paulo, Dep. de Geotecnia: Publicações São Carlos. 1993.

VILAR, O. M., RODRIGUES, J. E. & NOGUEIRA, J. B. Solos colapsíveis: um problema para a engenharia de solos tropicais. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA, 1981, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1981, v.1, p. 209-224.

YAMADA, M. C. **Estudo da Resistência ao Cisalhamento de Perfil de Solo Tropical do Campo Experimental da Unesp – Bauru.** 1999. 72p. Relatório de Pesquisa Iniciação Científica, CNPq. 1999.

## **APÊNDICE A**

### **Métodos de Interpretação de Provas de Carga**

MÉTODO															
ESTACA	Prof.	Condição do Solo	Davisson	Brinch-Hansen		Terzaghi	Código Boston	Fuller e Hoy	Butler e Hoy	De Beer	Chin	Mazurkiewicz	Van der Veen	NBR 6122	Rigidez Décourt
				90%	80%										
E 18	6m	Natural	218,4	262,9	259,7	249,0	238,7	259,0	210,0	200,0	285,7	276,3	274,2	224,7	249,5
E 21	6m	Natural	129,4	160,8	156,0	150,2	143,9	147,0	125,0	120,0	172,4	173,0	168,1	134,5	150,0
E 28	6m	Natural	98,6	104,6	100,1	102,0	100,2	98,0	93,0	98,0	113,6	116,9	112,1	98,9	99,9
E 17	6m	Inundado	127,0	127,2	129,2	130,6	129,4	134,4	102,0	120,0	135,1	136,1	134,4	127,5	130,8
E 24	6m	Inundado	96,8	96,8	97,1	97,8	97,3	96,6	91,0	97,0	102,0	100,7	100,8	96,9	99,1
E 25	6m	Inundado	143,0	143,1	143,5	144,2	143,6	142,8	138,0	130,0	147,1	148,4	147,0	143,1	145,4
E 20	8m	Natural	192,4	200,6	203,4	204,4	200,7	200,0	182,0	190,0	217,4	210,5	210,0	194,8	205,1
E 22	8m	Natural	153,2	196,3	193,1	177,1	166,1	180,0	150,0	140,0	212,8	207,6	200,6	156,7	176,7
E 26	8m	Natural	145,9	171,8	166,8	163,0	156,2	160,0	140,0	130,0	185,2	181,9	180,2	149,6	162,7
E 23	8m	Inundado	196,2	216,9	221,0	217,6	211,2	222,0	195,0	180,0	238,1	230,4	229,3	204,2	217,4
E 27A	8m	Inundado	111,0	134,5	126,5	122,8	117,5	114,0	103,0	100,0	144,9	146,1	138,3	113,4	124,0
E 27B	8m	Inundado	148,6	157,3	156,3	157,9	152,6	156,0	142,0	130,0	172,4	179,9	168,0	150,4	161,5

## **APÊNDICE B**

### **Escolha dos Pontos de Regressão**

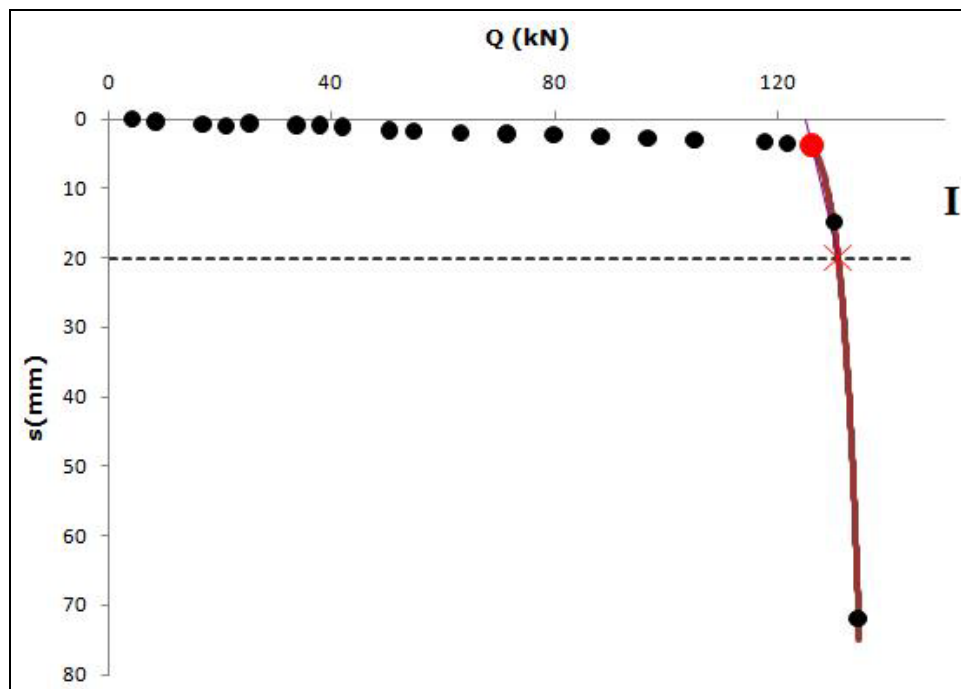


Figura A.1 – Escolha do ponto de regressão: E17

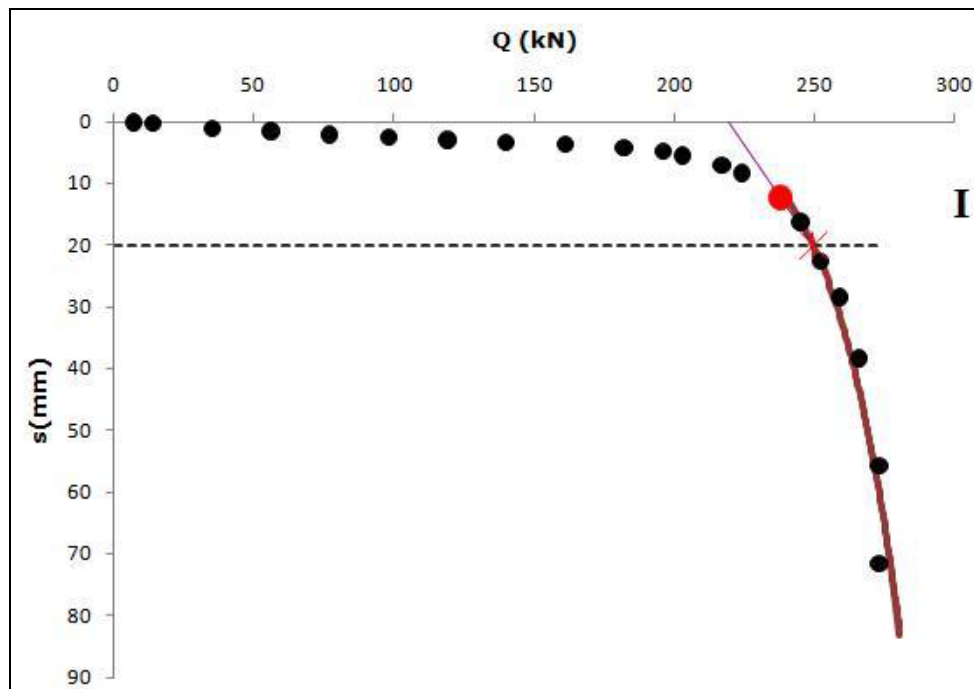


Figura A.1 – Escolha do ponto de regressão: E18

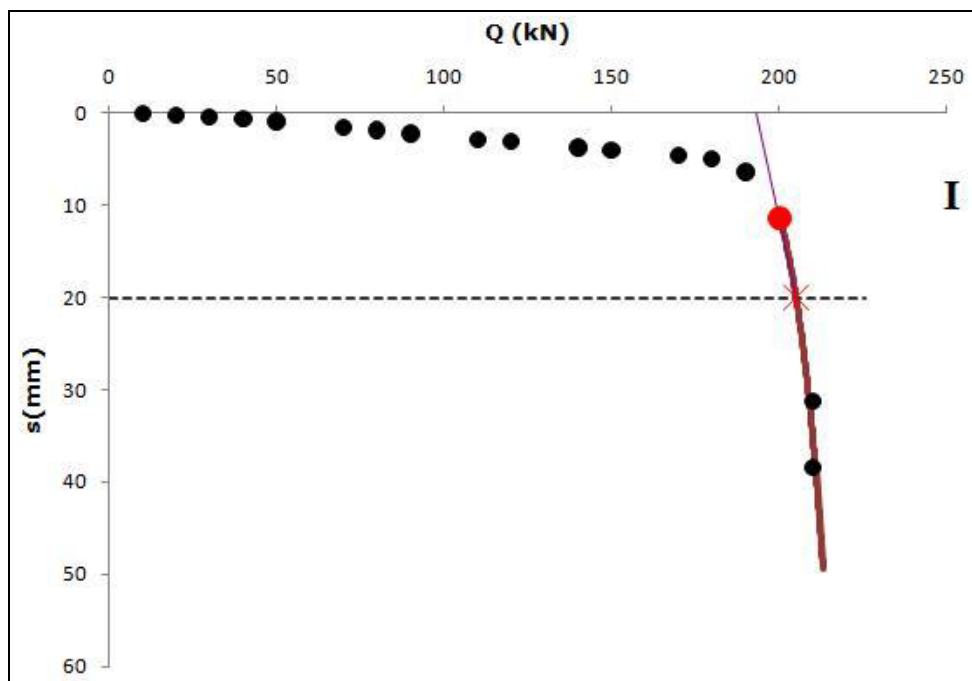


Figura A.1 – Escolha do ponto de regressão: E20

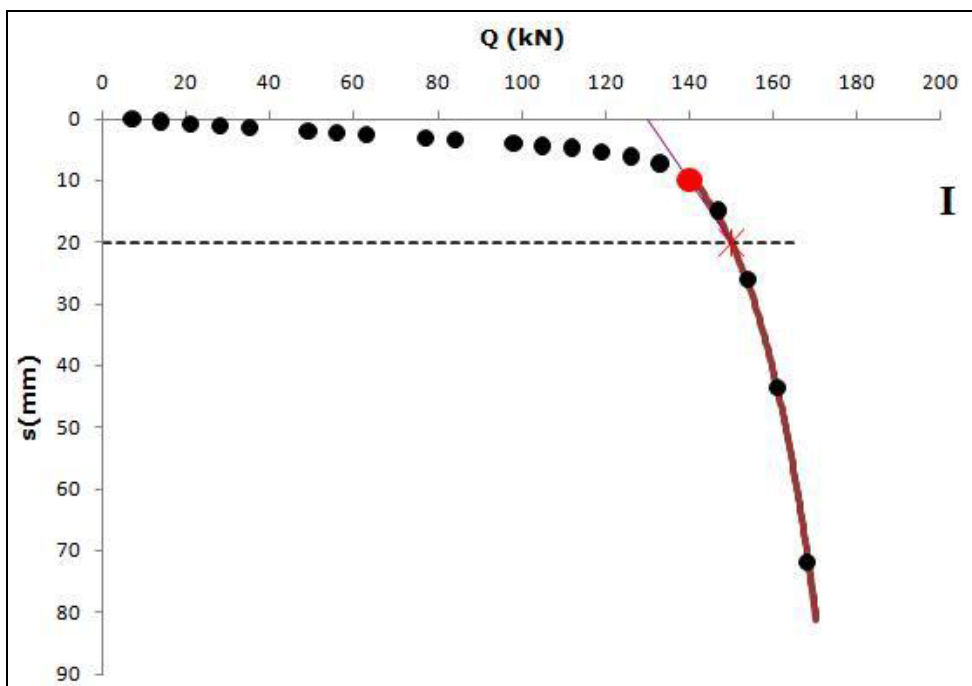


Figura A.1 – Escolha do ponto de regressão: E21

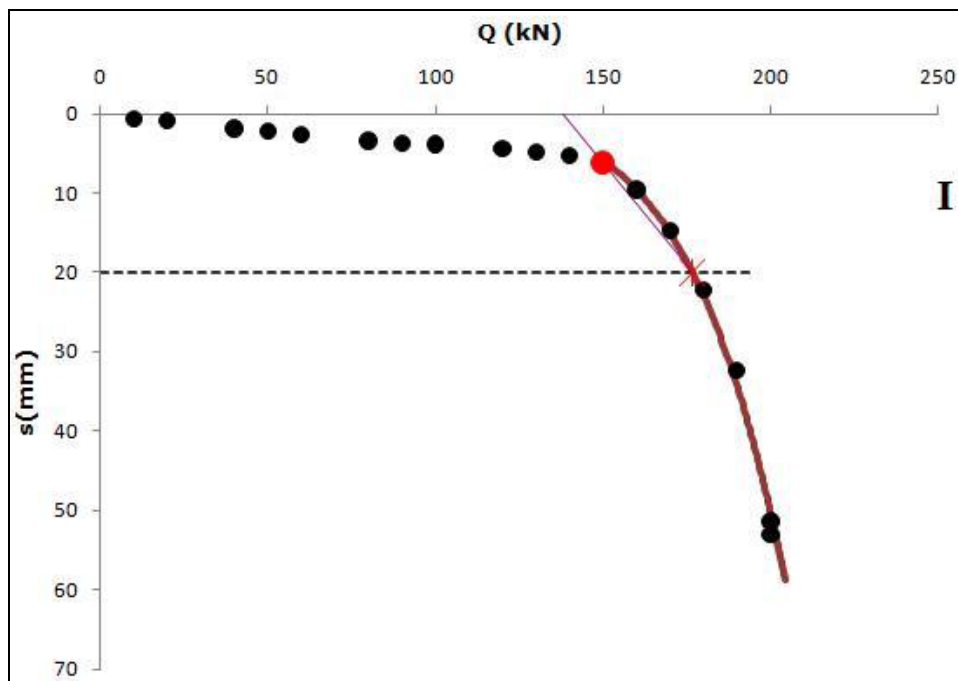


Figura A.1 – Escolha do ponto de regressão: E22

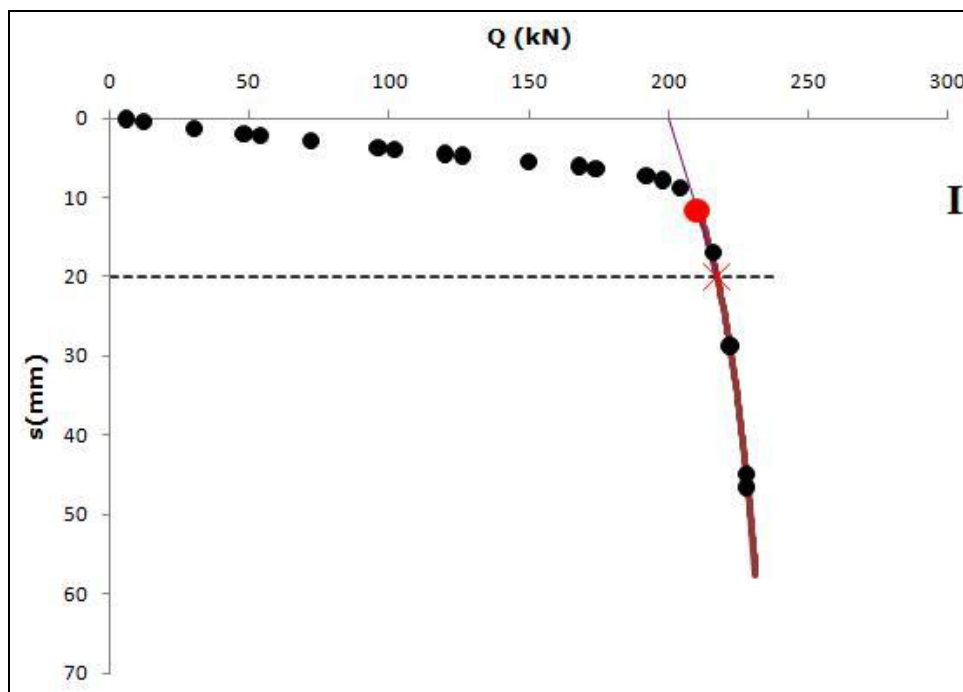


Figura A.1 – Escolha do ponto de regressão: E23

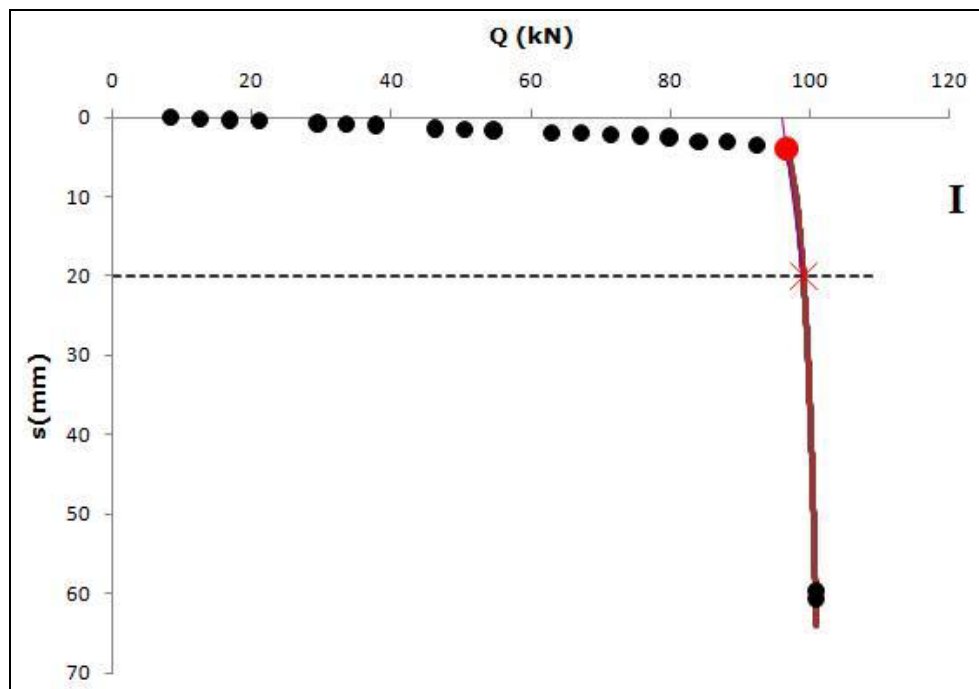


Figura A.1 – Escolha do ponto de regressão: E24

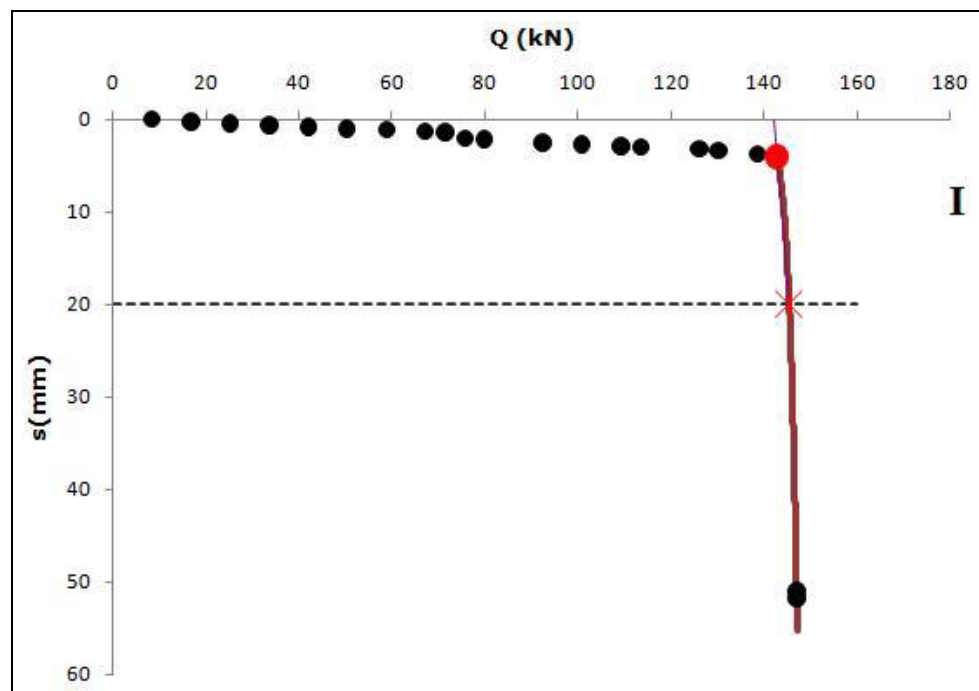


Figura A.1 – Escolha do ponto de regressão: E25



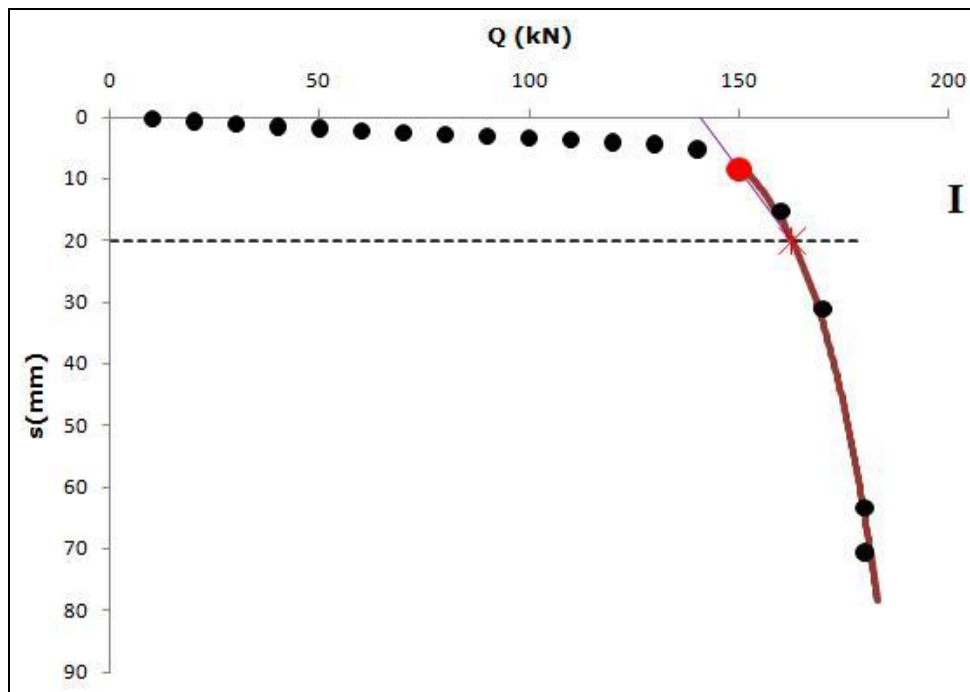


Figura A.1 – Escolha do ponto de regressão: E26

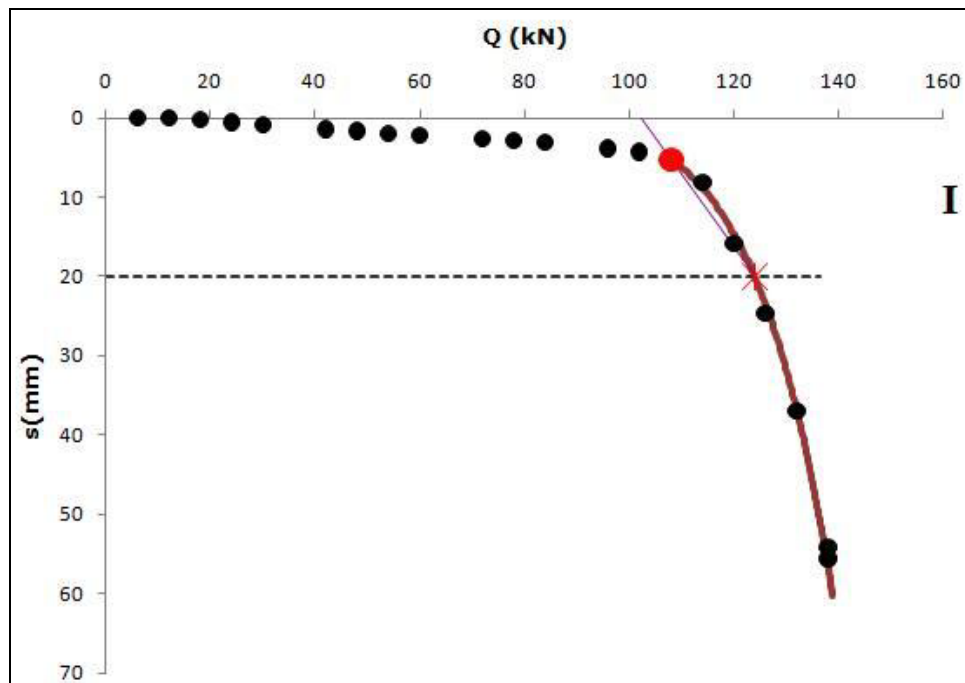


Figura A.1 – Escolha do ponto de regressão: E27A

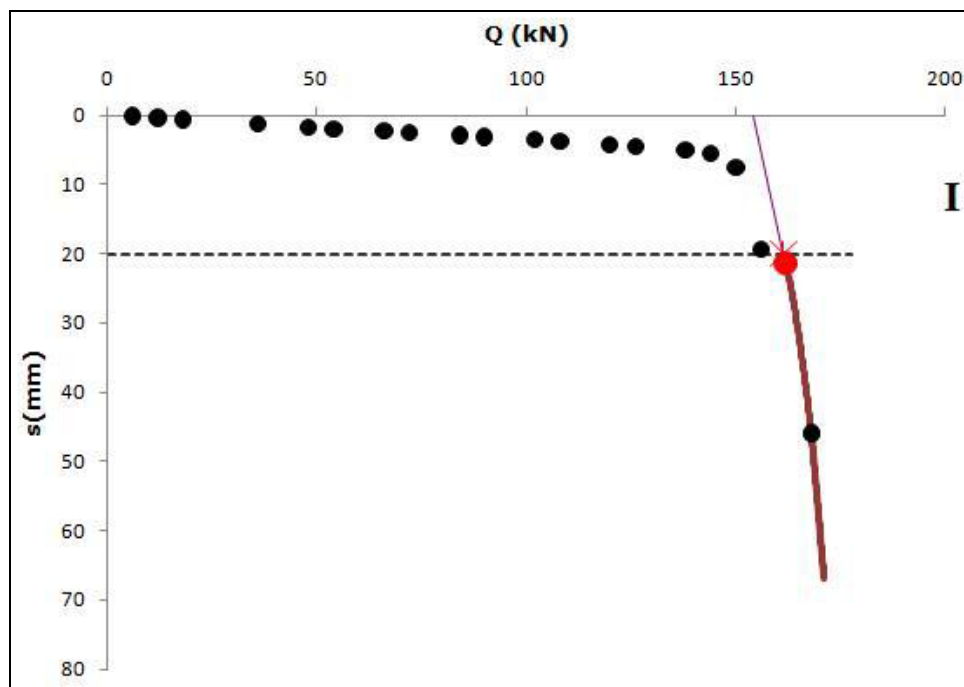


Figura A.1 – Escolha do ponto de regressão: E27B

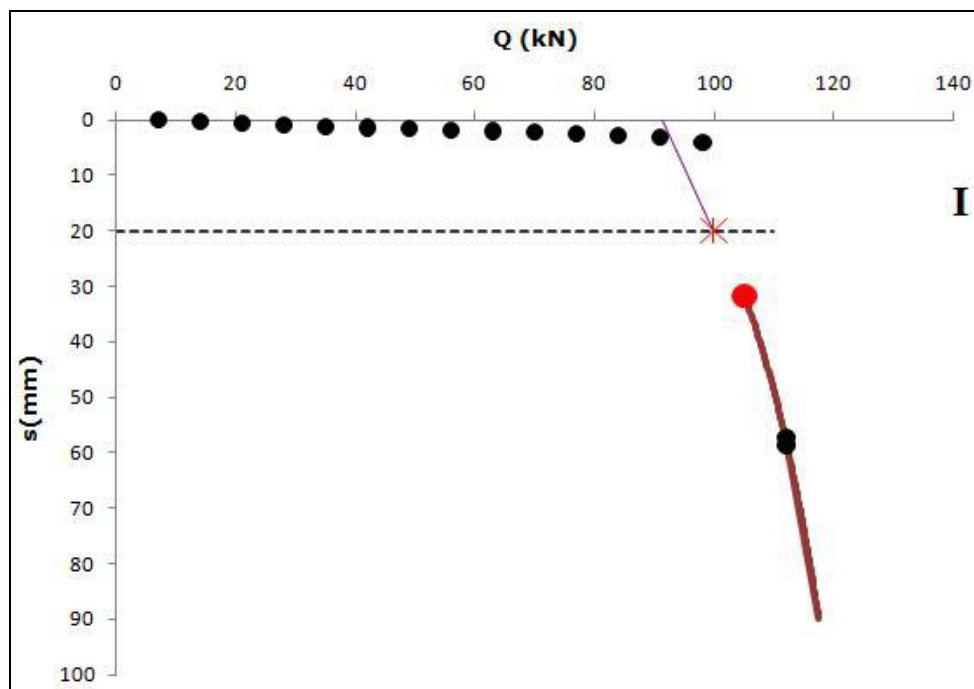


Figura A.1 – Escolha do ponto de regressão: E28